

S.G.C. E78 GROSSETO-FANO

Tratto Siena Bettolle (A1)
Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena-Ruffolo (Lotto 0)

PROGETTO DEFINITIVO

COD. FI-81

R.T.I. di PROGETTAZIONE: Mandataria Mandante



PROGETTISTI:

Ing. Riccardo Formichi - Pro Iter srl (Integratore prestazioni specialistiche)
Ordine Ing. di Milano n. 18045

Ing. Alberto Rinaldi - Erre.vi.a. srl
Ordine Ing. di Milano n. 16951



IL GEOLOGO

Dott. Geol. Massimo Mezzanzanica - Pro Iter srl
Albo Geol. Lombardia n. A762

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Enrico Moretti - Erre.vi.a. srl
Ordine Ing. di Milano n. 16237

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Ing. Raffaele Franco Carso

PROTOCOLLO

DATA

06 - Opere d'arte

06.03 Opere d'arte maggiori - Ponti rami svincoli

06.03.02 - Ponte Fosso Borrino rampa Fa-Si Svincolo Ruffolo (PO.02)

Relazione di calcolo sottostrutture

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

DPFI0081 D 20

NOME FILE
T00VI14STRRE02B.pdf

CODICE ELAB. T00VI14STRRE02

REVISIONE

SCALA

B

D

C

B

A

REV.

Revisione per istruttoria ANAS

Emissione

DESCRIZIONE

Maggio 2021

Ottobre 2020

DATA

PISTONE

PISTONE

REDATTO

MARTIGNONI

MARTIGNONI

VERIFICATO

RINALDI

RINALDI

APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	1
1.1	Descrizione dell'intervento.....	1
1.2	Inquadramento geografico.....	3
1.3	Inquadramento geologico e geomorfologico.....	4
2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	5
2.1	Elaborati a carattere generale	5
2.2	Elaborati specifici	5
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3.1	Normativa tecnica di riferimento	7
3.1.1	Materiali	7
3.1.2	Costruzioni in c.a. e acciaio.....	7
3.1.2.1	Eurocodice 0 - "Criteri generali di progettazione strutturale"	7
3.1.2.2	Eurocodice 1 - "Azioni sulle strutture".....	7
3.1.2.3	Eurocodice 2 - "Progettazione delle strutture in calcestruzzo"	7
3.1.2.4	Eurocodice 3 - "Progettazione delle strutture in acciaio".....	7
3.1.2.5	Eurocodice 4 - "Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo".....	8
3.1.3	Geotecnica.....	8
3.1.3.1	Eurocodice 7 - "Progettazione geotecnica"	8
3.1.4	Sismica	8
3.1.4.1	Eurocodice 8 - "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica"	8
3.2	Normativa tecnica nazionale	8
3.3	Bibliografia e altri riferimenti	8
4	MATERIALI	10
4.1	Calcestruzzo	10
4.1.1	Calcestruzzo per magrone – C12/15.....	10
4.1.2	Calcestruzzo per pali di fondazione – C28/35.....	10
4.1.3	Calcestruzzo per elevazioni pile e spalle – C32/40.....	11
4.2	Acciaio	11
4.2.1	Acciaio in barre per calcestruzzo armato – B450C	11
4.3	Durabilità dei materiali.....	11
4.3.1	Conglomerati cementizi.....	11
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	14
5.1	Parametri geotecnici.....	14
6	CRITERI DI CALCOLO	15
6.1	Descrizione dei criteri di calcolo	15
6.2	Software di calcolo	15
6.2.1	Calcolo palificate	15
6.2.2	Verifica sezioni strutturali generiche	16
7	CRITERI DI VERIFICA	17
7.1	Combinazioni di carico	17
7.2	Verifica di resistenza Stati Limite Ultimi strutturali (SLU STR)	18
7.2.1	Sezioni in cemento armato	18
7.2.1.1	Verifica a presso/tenso flessione	18
7.2.1.2	Verifica a taglio	18
7.2.1.3	Verifica a punzonamento	20
7.3	Verifiche Stati Limite Ultimi geotecnici (SLU GEO).....	21

7.3.1	Verifica di capacità portante al carico limite dei pali (SLU GEO).....	22
7.3.1.1	Calcolo della capacità portante di progetto	22
7.3.1.2	Portata laterale	23
7.3.1.3	Portata di base.....	26
7.3.1.4	Calcolo curve di cedimento	28
7.3.2	Stima spostamenti dell'opera e del terreno (SLE STR).....	30
7.4	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio	30
7.4.1	Verifiche agli Stati Limite di Fessurazione	30
8	ANALISI DEI CARICHI.....	32
8.1	Azioni permanenti strutturali (G_1).....	32
8.1.1	Pesi propri.....	32
8.2	Azioni permanenti non strutturali (G_2).....	32
8.2.1	Pesi propri.....	32
8.3	Spinta del terreno.....	32
8.3.1	Spinta a riposo	32
8.3.2	Pressioni idrostatiche	32
8.4	Scarichi agli appoggi	33
9	AZIONE SISMICA (E).....	35
9.1	Stati limite di progetto sismici	35
9.2	Definizione dell'azione sismica	35
9.2.1	Accelerazione di riferimento	36
9.2.2	Categoria di suolo	37
9.2.3	Categoria topografica	37
9.3	Azioni inerziali masse.....	37
9.4	Muri di sostegno.....	37
10	ANALISI FONDAZIONE SPALLE.....	39
10.1	Geometria	39
10.2	Modello di calcolo.....	40
10.3	Sollecitazioni sulla palificata	40
10.4	Sollecitazioni sui pali	40
10.5	Verifiche strutturali.....	42
10.6	Verifiche di capacità portante al carico limite pali	45
11	ANALISI PLATEA SPALLE	50
11.1	Geometria	50
11.2	Modello di calcolo.....	50
11.3	Sollecitazioni sulla platea	50
11.4	Verifiche strutturali.....	52
11.4.1	Verifica a presso/tenso flessione.....	52
11.4.2	Verifica a punzonamento.....	53
12	ANALISI ELEVAZIONI SPALLE	55
12.1	Geometria	55
12.2	Sollecitazioni alla base dell'elevazione appoggi	55
12.3	Verifiche strutturali.....	55
13	ALLEGATI DI CALCOLO.....	61
13.1	Spalle: allegati <i>GROUP v2016</i>	62

1 PREMESSA

La presente relazione tratta gli aspetti tecnico-stradali legati all'intervento in oggetto che riguarda la progettazione definitiva dell'adeguamento, da due a quattro corsie, del tronco stradale della SS n. 223 "di Paganico" nel tratto compreso tra lo svincolo con la Tangenziale Ovest di Siena (km 63.561 del tratto Grosseto-Siena) e lo svincolo di Ruffolo (km 2.800 del tratto Siena-Bettolle), comprensivo degli svincoli di inizio e fine intervento, al fine di realizzare un'arteria assimilabile ad una strada di tipo extraurbano principale (tipo B, a carreggiate separate - v. D.M. 05/11/2001), garantendo la continuità dell'Itinerario Internazionale E78 - S.G.C. "Grosseto - Fano".

1.1 Descrizione dell'intervento

Le opere geotecniche accessorie al completamento dell'opera sono:

- Spalla, per spalla 1 - 2, fondata su 3x3 pali trivellati Ø1200 di lunghezza L=32.0m.

Per le spalle si prevede la realizzazione di una fondazione di spessore pari a 1.50m e dimensione in pianta pari a 9.80x9.00m. Dall'estradosso della fondazione si eleveranno i muri d'ala della spalla per un'altezza variabile da 8.71m a 9.92m a seconda della spalla.

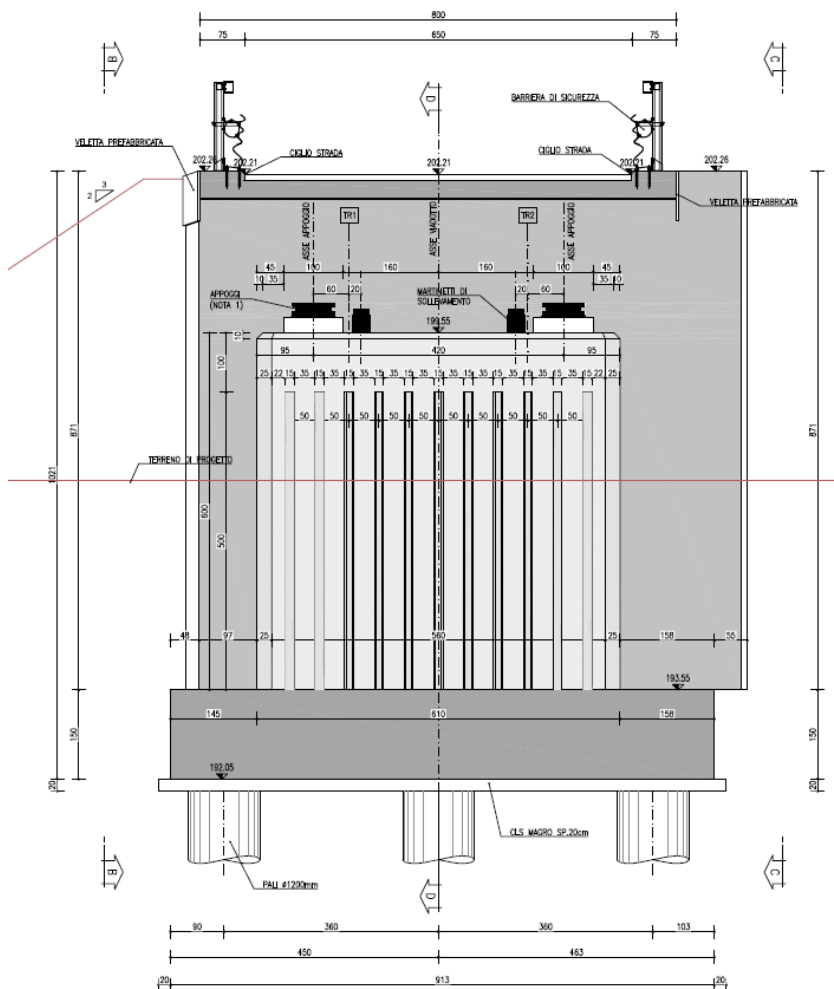


Figura 1: Spalla 1 - carpenteria elevazioni

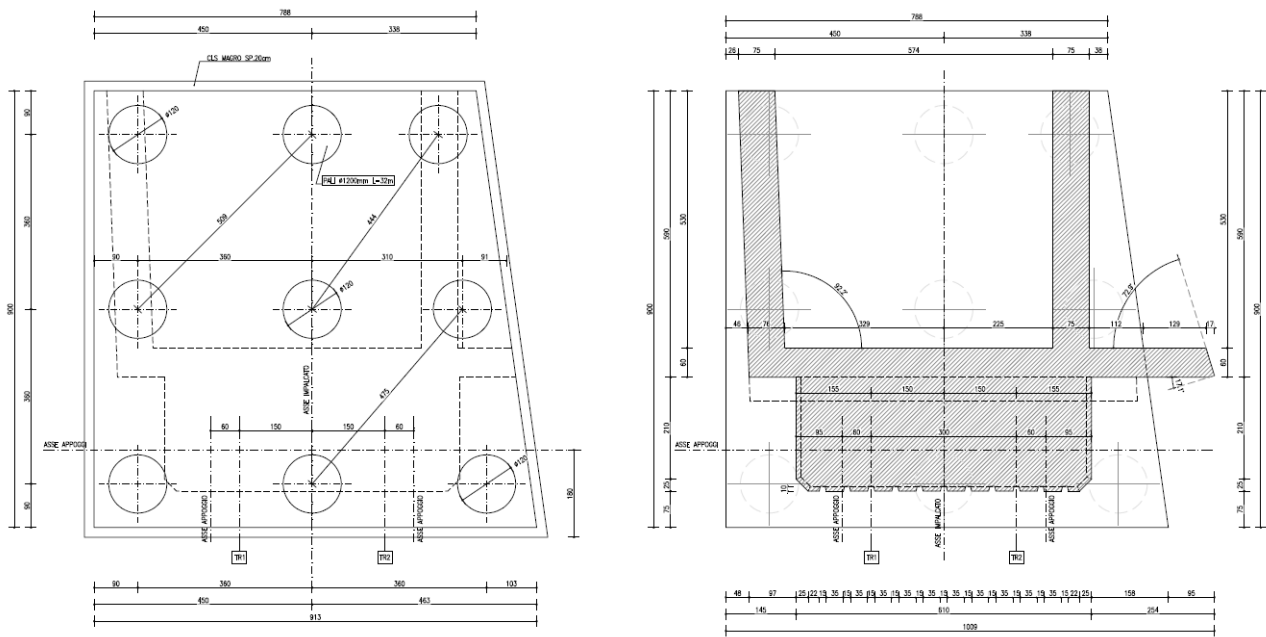


Figura 2: Spalla 1 – carpenteria fondazioni

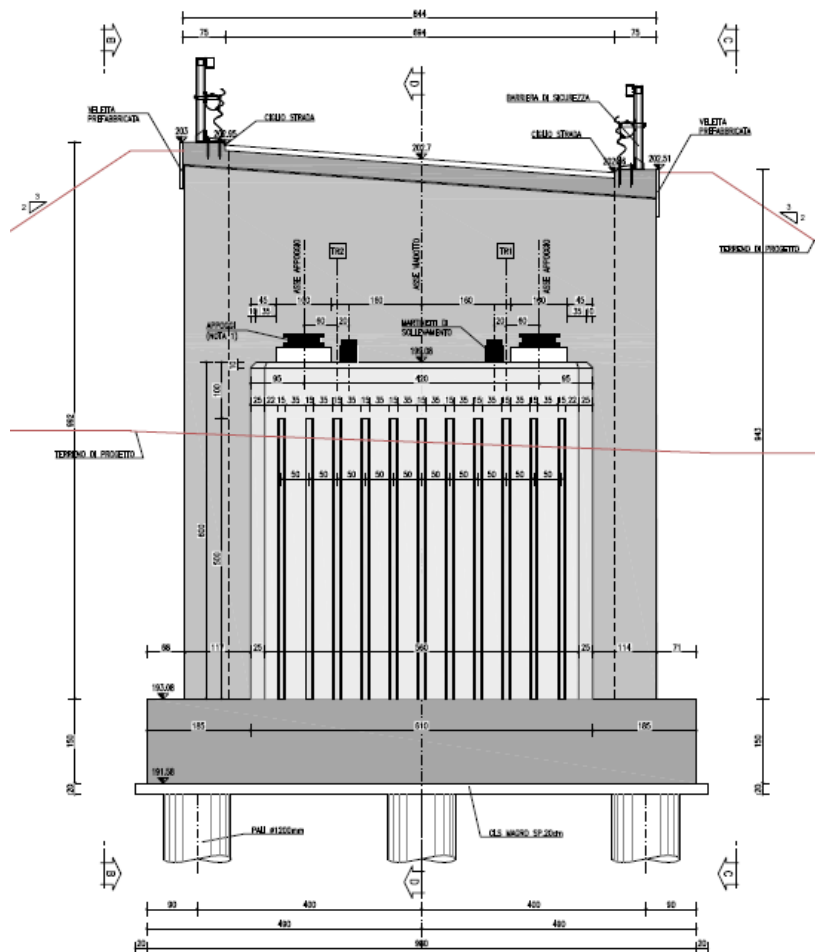


Figura 3: Spalla 2 – carpenteria elevazioni

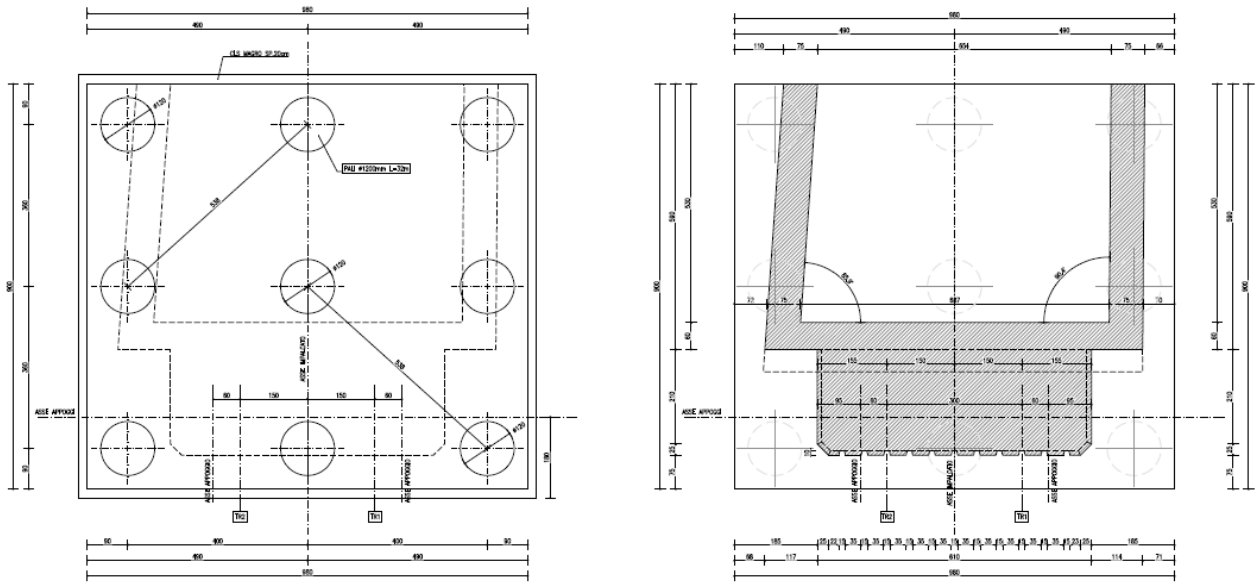


Figura 4: Spalla 2 – carpenteria fondazioni

1.2 Inquadramento geografico

L'area di intervento è situata nel Comune di Siena.

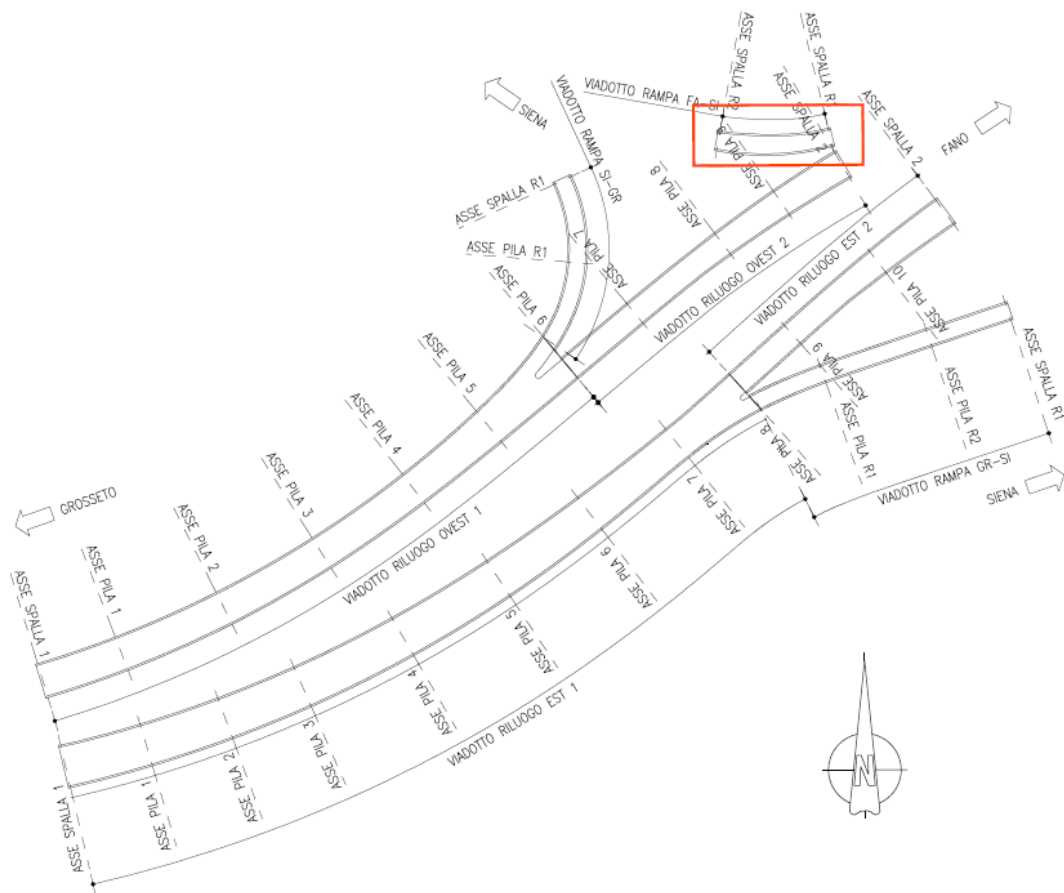


Figura 5: Area intervento – Pianta chiave

1.3 Inquadramento geologico e geomorfologico

In merito a tali aspetti si rimanda al [1] indicato negli elaborati di riferimento riportati a seguire.

2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1 Elaborati a carattere generale

- [1] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Geologia e geotecnica – Geologia – Relazione geologica e idrogeologica – Elaborato: T00GE01GEORE01A
- [2] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Geologia e geotecnica – Geotecnica – Relazione geotecnica generale – Elaborato: T00GE04GETRE01A
- [3] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Geologia e geotecnica – Sismica – Relazione sismica – Elaborato: T00GE05GETRE02A

2.2 Elaborati specifici

- [4] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Opere d'arte – Generale – Tabella materiali – Elaborato: T00GE00STRDC01A
- [5] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Opere d'arte – Opere d'arte maggiori – Ponti rami svincoli – Ponte Fosso Borrino rampa Fa-Si Svincolo Ruffolo (PO.02) – Relazione di calcolo impalcato – Elaborato: T00VI14STRRE01A
- [6] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Opere d'arte – Opere d'arte maggiori – Ponti rami svincoli – Ponte Fosso Borrino rampa Fa-Si Svincolo Ruffolo (PO.02) – Planimetria impalcato, fondazioni, sezione longitudinale e trasversale – Elaborato: T00VI14STRDI01A
- [7] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Opere d'arte – Opere d'arte maggiori – Ponti rami svincoli – Ponte Fosso Borrino rampa Fa-Si Svincolo Ruffolo (PO.02) – Carpenteria impalcato – Tav.1 – Elaborato: T00VI14STRCP01A
- [8] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Opere d'arte – Opere d'arte maggiori – Ponti rami svincoli – Ponte Fosso Borrino rampa Fa-Si Svincolo Ruffolo (PO.02) – Carpenteria impalcato – Tav.2 – Elaborato: T00VI14STRCP02A
- [9] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Opere d'arte – Opere d'arte maggiori – Ponti rami svincoli – Ponte Fosso Borrino rampa Fa-Si Svincolo Ruffolo (PO.02) – Carpenteria spalla 1, muri, scatolare – Elaborato: T00VI14STRCP03A
- [10] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Opere d'arte – Opere d'arte maggiori – Ponti rami svincoli – Ponte Fosso Borrino rampa Fa-Si Svincolo Ruffolo (PO.02) – Carpenteria spalla 2, muri, scatolare – Elaborato: T00VI14STRCP04A
- [11] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Opere d'arte – Opere d'arte maggiori – Ponti rami svincoli – Ponte Fosso Borrino rampa Fa-Si Svincolo Ruffolo (PO.02) – Predalles impalcato – Elaborato: T00VI14STRCP05A

- [12] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Opere d’arte – Opere d’arte maggiori – Ponti rami svincoli – Ponte Fosso Borrino rampa Fa-Si Svincolo Ruffolo (PO.02) – Schema di vincoli, appoggi, giunti, dettagli e finiture – Elaborato: T00VI14STRDC01A
- [13] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Opere d’arte – Opere d’arte maggiori – Ponti rami svincoli – Ponte Fosso Borrino rampa Fa-Si Svincolo Ruffolo (PO.02) – Metodi costruttivi (Fasi costruttive, sistemi di varo, interferenze con sottoservizi, controllo falda) – Elaborato: T00VI14STRDI02A

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

3.1 Normativa tecnica di riferimento

3.1.1 Materiali

- [14] UNI EN 206-1 marzo 2006 – “Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- [15] UNI EN 197-1 marzo 2006 – “Cemento - Parte 1: Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”;
- [16] UNI EN 197-2 marzo 2001 – “Cemento - Valutazione della conformità”;
- [17] UNI 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1”;
- [18] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 07/02/2003 – “Linee guida per il calcestruzzo strutturale, Linee guida per il calcestruzzo strutturale ad alta resistenza, Linee guida per il calcestruzzo preconfezionato”;
- [19] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 05/04/2013 – “Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive”;
- [20] D.M. 16/02/2007 – “Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione”;
- [21] “Regolamento UE n°305/2011 del Parlamento Europeo e del Consiglio del 9 marzo 2011 che fissa condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione e che abroga la direttiva 89/106/CEE del Consiglio”

3.1.2 Costruzioni in c.a. e acciaio

3.1.2.1 *Eurocodice 0 - “Criteri generali di progettazione strutturale”*

- [22] UNI EN 1990:2006;

3.1.2.2 *Eurocodice 1 - “Azioni sulle strutture”*

- [23] UNI EN 1991-1-1:2004 – “Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- [24] UNI EN 1991-1-2:2004 – “Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco”;
- [25] UNI EN 1991-1-3:2004 – “Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve”;
- [26] UNI EN 1991-1-4:2005 – “Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento”;
- [27] UNI EN 1991-1-5:2004 – “Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche”;
- [28] UNI EN 1991-2:2005 – “Parte 2: Carichi da traffico sui ponti”;

3.1.2.3 *Eurocodice 2 - “Progettazione delle strutture in calcestruzzo”*

- [29] UNI EN 1992-1-1:2005 – “Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- [30] UNI EN 1992-1-2:2005 – “Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio”;
- [31] UNI EN 1992-2:2006 – “Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi”;

3.1.2.4 *Eurocodice 3 - “Progettazione delle strutture in acciaio”*

- [32] UNI EN 1993-1-1:2005 – “Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- [33] UNI EN 1993-1-2:2005 – “Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio”;
- [34] UNI EN 1993-1-5:2007 – “Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra”;
- [35] UNI EN 1993-1-8:2005 – “Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti”;
- [36] UNI EN 1993-1-9:2005 – “Parte 1-9: Fatica”;
- [37] UNI EN 1993-1-10:2005 – “Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore”;
- [38] UNI EN 1993-2:2007 – “Parte 2: Ponti di acciaio”;

[39] UNI EN 1993-3-1:2007 – “Parte 3-1: Torri, pali e ciminiere - Torri e pali”;

[40] UNI EN 1993-5:2007 – “Parte 5: Pali e palancole”

3.1.2.5 Eurocodice 4 - “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo”

[41] UNI EN 1994-1-1:2005 – “Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;

[42] UNI EN 1994-1-2:2005 – “Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio”;

[43] UNI EN 1994-2:2006 – “Parte 2: Regole generali e regole per i ponti”;

3.1.3 **Geotecnica**

3.1.3.1 Eurocodice 7 - “Progettazione geotecnica”

[44] UNI EN 1997-1:2005 – “Parte 1: Regole generali”;

3.1.4 **Sismica**

3.1.4.1 Eurocodice 8 - “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”

[45] UNI EN 1998-1:2005 – “Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”;

[46] UNI EN 1998-2:2009 – “Parte 2: Ponti”;

[47] UNI EN 1998-5:2003 – “Parte 5: Fondazioni, opere di sostegno e geotecniche”

3.2 Normativa tecnica nazionale

[48] D.M. Min. Il. TT. 17/02/2018 – “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni”;

[49] Circolare LL.PP. n°7 21/01/2019 - “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 febbraio 2018”;

[50] CNR DT 207/2008 - “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”;

[51] D.M. 31/07/2012 – “Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l’applicazione degli Eurocodici”;

[52] D.P.R. n°380 06/06/2001 – “Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di edilizia”;

3.3 Bibliografia e altri riferimenti

[53] Lancellotta R. [1991] " Geotecnica" – Edizioni Zanichelli.

[54] Migliacci – F. Mola – “Progetto agli stati limite delle strutture in c.a.” - Masson Italia Editori 1985

[55] C. Cestelli Guidi - “Geotecnica e tecnica delle fondazioni” - Ulrico Hoepli Editore 1987

[56] R. Lancellotta – “Geotecnica” - Edizioni Zanichelli 1987

[57] Bowles J.E.: “Foundations Analysis and Design” 4th edition - McGraw-Hill – New York, 1988

[58] Bustamante M., Gianeselli L. [1982] - "Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT" -.Pr. of the 2th European symposium on penetration testing, Amsterdam.

[59] H.G. Poulos, E.H. Davis. “Analisi e progettazione di fondazioni su pali”;

[60] S. Rampello, L. Callisto L. Masini. “Spinta delle terre sulle strutture di sostegno”;

[61] L.C. Reese, W.R.Cox, F.D. Koop [1974] - "Analysis of laterally loaded piles in sand" – Paper N° OCT 2080, Proceedings, Fifth Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1975;

[62] L.C. Reese, W.R.Cox, F.D. Koop [1975] - "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay" – Paper N° OCT 2313, Proceedings, Seventh Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1975;

[63] L.C. Reese, R.C. Welch [1975] - "Lateral loading of deep foundations in stiff clay" – Journal of the geotechnical Division, ASCE, Vol. 101, No GT7, Proceedings Paper 11456, 1975, pp. 633 – 649.

[64] R.C. Welch, L.C. Reese [1972] - "Laterally loaded Behavior of drilled shafts" –

Research Report N° 3-5-65-89, conducted for Texas Highway Department and U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Bureau of Public Roads, by Center for Highway Research, The University of Austin.

4 MATERIALI

4.1 Calcestruzzo

4.1.1 Calcestruzzo per magrone – C12/15

Classe minima	C12/15	
Classe di esposizione ambientale	X0	
Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg	R_{ck}	15.00 MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = R_{ck} * 0.83 =$	12.45 MPa
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	20.45 MPa
Modulo elastico	$E_c = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	27267 MPa
Valore medio di resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 * (f_{ck})^{2/3} =$	1.61 MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	1.13 MPa
<u>Stato limite ultimo</u>		
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.5
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{CC} =$	0.85
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{CC} * f_{ck} / \gamma_C =$	7.06 MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	0.75 MPa
Valore ultimo della deformazione a compressione	$\epsilon_{cu} =$	3.5 ‰
<u>Stato limite di esercizio</u>		
Tensione max di compressione – Comb. Rara	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	7.47 MPa
Tensione max di compressione – Comb. Quasi Permanente	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} =$	5.60 MPa

4.1.2 Calcestruzzo per pali di fondazione – C28/35

Classe minima	C28/35	
Classe di esposizione ambientale	XC2	
Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg	R_{ck}	35.00 MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = R_{ck} * 0.83 =$	29.05 MPa
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	37.05 MPa
Modulo elastico	$E_c = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	32588 MPa
Valore medio di resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 * (f_{ck})^{2/3} =$	2.83 MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	1.98 MPa
<u>Stato limite ultimo</u>		
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.5
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{CC} =$	0.85
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{CC} * f_{ck} / \gamma_C =$	16.46 MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.32 MPa
Valore ultimo della deformazione a compressione	$\epsilon_{cu} =$	3.5 ‰
<u>Stato limite di esercizio</u>		
Tensione max di compressione – Comb. Rara	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	17.43 MPa
Tensione max di compressione – Comb. Quasi Permanente	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} =$	13.07 MPa

4.1.3 Calcestruzzo per elevazioni pile e spalle – C32/40

Classe minima	C32/40	
Classe di esposizione ambientale	XC2 – XD1 – XF4	
Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg	R_{ck}	40.00 MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = R_{ck} * 0.83 =$	33.20 MPa
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41.20 MPa
Modulo elastico	$E_c = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	33643 MPa
Valore medio di resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 * (f_{ck})^{2/3} =$	3.10 MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	2.17 MPa
<u>Stato limite ultimo</u>		
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.5
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{CC} =$	0.85
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{CC} * f_{ck} / \gamma_C =$	18.81 MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.45 MPa
Valore ultimo della deformazione a compressione	$\epsilon_{cu} =$	3.5 ‰
<u>Stato limite di esercizio</u>		
Tensione max di compressione – Comb. Rara	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	19.92 MPa
Tensione max di compressione – Comb. Quasi Permanente	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} =$	14.94 MPa

4.2 Acciaio

4.2.1 Acciaio in barre per calcestruzzo armato – B450C

Classe	B450C	
Tensione caratteristica di rottura a trazione	f_{tk}	≥ 540 MPa
Tensione caratteristica di snervamento a trazione	f_{yk}	≥ 450 MPa
Modulo elastico	$E_s =$	210000 MPa
<u>Stato limite ultimo</u>		
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30 MPa
Valore ultimo della deformazione a trazione	$\epsilon_{cu} =$	10 ‰
<u>Stato limite di esercizio</u>		
Tensione max di trazione	$\sigma_s = 0.80 * f_{yk} =$	360.00 MPa

4.3 Durabilità dei materiali

4.3.1 Conglomerati cementizi

Le classi di esposizione e le conseguenti limitazioni sulla composizione del calcestruzzo sono state ricavate ai sensi della normativa UNI EN 206-1 e UNI 11104, delle istruzioni contenute nella C.M. n°7 per l'applicazione delle [48].

A seconda dell'esposizione ambientale, per opere con $V_N = 50$ anni la circolare al punto C4.1.6.1.3 impone il rispetto dei limiti di copriferro riportati nella tabella successiva e, per strutture con $V_N = 100$ anni, una maggiorazione di copriferro pari a $\Delta c_{min} = +10$ mm. Per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori sono da aumentare di $\Delta c_{min} = +5$ mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di $\Delta c_{min} = -5$ mm.

A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a $\Delta c_{dev} = +10$ mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

Tabella 1: Copriferrini minimi in mm ($V_N = 50$ anni)

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_0	ambiente	$C > C_0$	$C_{min} < C < C_0$	$C > C_0$	$C_{min} < C < C_0$	$C > C_0$	$C_{min} < C < C_0$	$C > C_0$	$C_{min} < C < C_0$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tabella 2: Condizioni ambientali e classi di esposizioni

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	XC0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Elementi gettati in opera – Pali di fondazione

- Classe di esposizione

Corrosione indotta da carbonatazione XC2
 Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.

- Condizioni ambientali Ordinarie

- Requisiti minimi calcestruzzi

Rapporto acqua/cemento < 0.55
 Classe di resistenza > C25/30
 Dosaggio cemento > 320 kg/m³

- Copriferrino nominale netto:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{min} + \Delta C_{dev} = 25 + 0 + 10 = 35 \text{ mm} \rightarrow c = 75 \text{ mm}$$

Elementi gettati in opera – Elevazioni spalle

- Classe di esposizione

Corrosione indotta da carbonatazione XC4
 Superfici non a contatto con acqua non compresa nella classe XC2. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Calcestruzzo armato ordinario in esterni con superfici soggette ad alternanze di asciutto ed umido.

Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti XF2
 Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti

Corrosione indotta da cloruri XD1
 Calcestruzzo armato ordinario in superfici o parti di ponte e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri

- Condizioni ambientali Aggressive

- Requisiti minimi calcestruzzi

Rapporto acqua/cemento < 0.50

Classe di resistenza > C30/37

Dosaggio cemento > 340 kg/m³

- Copriferro nominale netto:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{min} + \Delta c_{dev} = 30 + 0 + 10 = 40 \text{ mm} \rightarrow c = 40 \text{ mm}$$

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

5.1 Parametri geotecnici

I parametri geotecnici costitutivi dei terreni che interessano le opere in oggetto, utilizzati nelle analisi svolte, sono stati desunti dal [2]. La tabella seguente riporta i parametri di progetto utilizzati nei calcoli.

Unità geotecniche	Peso di volume naturale	Peso di volume saturo	Coesione efficace	Angolo di resistenza a taglio	Coesione non drenata	Modulo di elasticità
	γ_N [kN/m ³]	γ_{SAT} [kN/m ³]	c' [kPa]	φ [°]	c_u [kPa]	E [MPa]
Unità FAA	20.0	21.0	30	28.0	200	20
Unità FAAa	19.5	20.5	20	24.0	75	10
Unità b	19.5	20.5	15	30.0	75	10

6 CRITERI DI CALCOLO

6.1 Descrizione dei criteri di calcolo

Le opere oggetto della presente relazione sono state progettate e calcolate secondo i metodi della scienza delle costruzioni, adottando per le verifiche il criterio degli stati limite (S.L.).

I criteri generali di sicurezza, le azioni di calcolo e le caratteristiche dei materiali sono stati assunti in conformità con il D.M. 17.02.2018 – “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni” e relativa circolare esplicativa (Circolare 21.01.2019 n. 7/C.S.LL.PP.).

Con riferimento alle NTC, per le opere in oggetto si considerano i seguenti parametri di calcolo:

Vita nominale	$V_N = 50$ anni (§ 2.4.1 “Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari”)
Classe d’uso	IV (§ 2.4.2, “Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica”)
Coefficiente d’uso	$C_U = 2.0$
Periodo di riferimento	$V_R = V_N \cdot C_U = 100$ anni

6.2 Software di calcolo

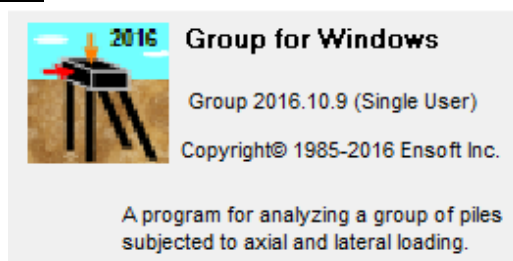
Sono stati utilizzati i programmi di calcolo elencati nel seguito.

La scrivente ha esaminato preliminarmente la documentazione a corredo dei software per valutarne l’affidabilità e soprattutto l’idoneità al caso specifico. Tale documentazione, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l’individuazione dei campi d’impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati.

Il sottoscritto, inoltre, ha verificato l’affidabilità dei codici di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell’analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

6.2.1 Calcolo palificate

Titolo:



Caratteristiche:	Programma per l’analisi di palificate soggette a carichi verticali e laterali
Autore:	ENSOFT, INC. – Austin, Texas
Distribuzione:	ENSOFT, INC.
Versione:	2016

6.2.1.1 *Ipotesi generali di calcolo*

Il programma consente di definire sia un modello bidimensionale, utilizzabile dove tale

semplificazione risulti accettabile, sia tridimensionale. E' possibile schematizzare pali verticali o inclinati, e si possono assumere vincoli del tipo a incastro, a cerniera o elastici tra la testa del palo e la fondazione. Il calcolo della palificata viene condotto ipotizzando che il plinto di fondazione sia infinitamente rigido.

Dove non diversamente specificato dall'utente, il programma è in grado di generare internamente curve di risposta non lineare del terreno, carico/cedimento (curve t-z) per condizioni di carico assiale, torsione/rotazione ($M-\theta$) per condizioni di carico torsionali, e carico/spostamento orizzontale (curve P-y).

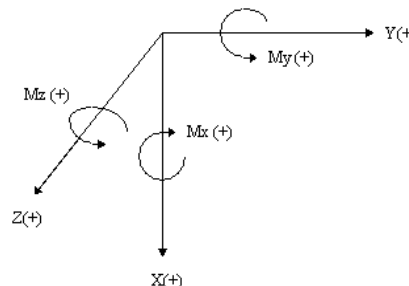
In particolare, le curve P-y di risposta del terreno, che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà geomeccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

- Reese, Cox e Koop [61] per sabbie
- Welch e Reese [64] per argille tenere
- Reese, Cox e Koop [62] per argille dure sotto falda
- Welch-Reese [64] e Reese-Welch [63] per argille dure sopra falda

Per quanto riguarda le curve carico/cedimento relative a condizioni di carico assiale, il programma genera internamente, in base alla natura del terreno, le curve di trasferimento del carico assiale in funzione dello spostamento verticale del palo; tali curve sono implementate sulla base di dati ricavati da numerosi studi effettuati su pali strumentati, realizzati in terreni di diversa natura.

L'effetto gruppo può essere simulato dal programma mediante la definizione di coefficienti riduttivi che intervengono sia sulle curve carico cedimento del palo, sia sulle curve P-y.

Nei calcoli delle palificate si considera un sistema di riferimento cartesiano, con l'asse Y parallelo all'asse longitudinale degli appoggi, l'asse Z ortogonale all'asse longitudinale degli appoggi e asse X ortogonale agli assi Z e Y e diretto verso il basso.



6.2.2 Verifica sezioni strutturali generiche

Titolo:



Caratteristiche:

Programma per la verifica delle sezioni generiche

Autore:

Aztec Informatica - Casole Bruzio, Cosenza

Distribuzione:

Aztec Informatica S.r.l.

Versione:

10.03a

7 CRITERI DI VERIFICA

7.1 Combinazioni di carico

Le opere oggetto della presente relazione Come riportato al §2.5.3 delle [48], si sono considerate le seguenti combinazioni delle azioni:

$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{j=2}^n \gamma_{Qj} \cdot \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione fondamentale SLU
$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \sum_{j=3}^n \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione caratteristica rara SLE
$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione frequente SLE
$G_1 + G_2 + P + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione quasi permanente SLE
$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione sismica SLE e SLU
$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$	Combinazione eccezionale SLU
G_1	Masse dei pesi propri strutturali
G_2	Masse dei carichi permanenti non strutturali
P	Precompressione e pretensione
Q_{ki}	Masse dei carichi accidentali
E	Azione sismica
A_d	Azione eccezionale

A I coefficienti di contemporaneità delle azioni e i coefficienti parziali da adottare per gli SLU sono riportati nel seguito.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

7.2 Verifica di resistenza Stati Limite Ultimi strutturali (SLU STR)

7.2.1 Sezioni in cemento armato

Come riportato al §2.3 delle [48], per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

$E_d = E(\gamma_F \cdot F_k; X_k/\gamma_M; a_d)$ Valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$R_d = R(\gamma_F \cdot F_k; X_k/\gamma_M; a_d)$ Valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

$\gamma_F \cdot F_k$ Azioni di progetto

X_k/γ_M Proprietà del materiale di progetto

a_d Geometria di progetto

γ_M Coefficiente parziale di sicurezza del materiale

7.2.1.1 Verifica a presso/tenso flessione

Come previsto al §4.1.2.1.2.4 delle [48] con riferimento alla generica sezione, la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

M_{Rd} Valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed}

N_{Ed} Valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale)

M_{Ed} Valore di calcolo della componente flettente dell'azione

7.2.1.2 Verifica a taglio

Secondo quanto previsto §4.1.2.1.3 delle [48], indicato con V_{Ed} il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU, si verifica in generale che risulti:

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

Elementi senza armature resistenti a taglio

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left(0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\} \quad \text{Resistenza di calcolo a taglio}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

Rapporto percentuale armatura in zona tesa A_{sl}

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Tensione media di compressione nella sezione

d

Altezza utile della sezione (mm)

b_w

Larghezza minima della sezione (mm)

Elementi provvisti di armature resistenti a taglio

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max})$$

Resistenza di calcolo a taglio

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

Resistenza a taglio-trazione

$$V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\cot \alpha + \cot \theta)}{1 + \cot^2 \theta}$$

Resistenza a taglio-compressione

θ

Inclinazione puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento ($1 \leq \cot \theta \leq 2.5$)

α

Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento

A_{sw}

Area dell'armatura trasversale

s

Interasse tra due armature trasversali consecutive

$$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$$

Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

α_c

Coefficienti maggiorativi pari a:

1

per membrature non compresse

$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$

per $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \cdot f_{cd}$

$$1.25 \quad \text{per } 0.25 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} < 0.50 \cdot f_{cd}$$

$$2.5 \cdot (1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{per } 0.50 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} < f_{cd}$$

7.2.1.3 Verifica a punzonamento

In corrispondenza dei pali si sviluppa una concentrazione delle sollecitazioni; tali concentrazioni instaurano delle instabilità a punzonamento che devono essere eventualmente assorbite da un'armatura integrativa.

Data:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d}$$

in cui:

β	coefficiente che tiene conto delle posizioni reciproche tra le aree di carico pari a 1.15
V_{Ed}	valore di progetto della sollecitazione a taglio-punzonamento
u_i	perimetro della sezione di verifica considerata
d	altezza utile della sezione

e utilizzando l'approccio fornito dal [29], non è necessaria armatura a taglio-punzonamento se:

$$v_{Ed} < v_{Rd,c}$$

Se v_{Ed} è maggiore di $v_{Rd,c}$ è necessario disporre armatura per taglio-punzonamento.

Infine, deve verificarsi che:

$$v_{Ed} < v_{Rd,max}$$

Si definiscono le seguenti tensioni di taglio di progetto lungo le sezioni di verifica:

$v_{Rd,c}$	valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra, priva di armature a taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata
$v_{Rd,cs}$	valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra dotata di armature a taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata
$v_{Rd,max}$	valore di progetto del massimo taglio-punzonamento resistente lungo la sezione di verifica considerata

La resistenza senza armatura a taglio-punzonamento si ottiene come:

$$v_{Rd,c} = \max[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}; v_{min}]$$

dove

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$$

$$k = \min \left[1 + \sqrt{\frac{200}{d}}; 2 \right]$$

$$\rho_1 = \min(\sqrt{\rho_{1y} \cdot \rho_{1z}}; 0.02)$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}}$$

La resistenza prevedendo armatura a taglio-punzonamento si ottiene come:

$$v_{Rd,cs} = 0.75 \cdot v_{Rd,c} + 1.5 \cdot \left(\frac{d}{s_r}\right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \frac{1}{u_1 \cdot d} \cdot \text{sen} \alpha$$

dove

s_r	passo radiale dei perimetri dell'armatura a taglio-punzonamento
A_{sw}	area dell'armatura a taglio-punzonamento situata su di un perimetro intorno al pilastro
$f_{ywd,ef} = \min(f_{ywd}; 250 + 0.25 \cdot d)$	resistenza di progetto efficace dell'armatura a taglio-punzonamento
α	angolo compreso tra l'armatura a taglio e il piano della piastra

La massima resistenza a taglio-punzonamento lungo il perimetro esterno si ottiene come:

$$v_{Rd,max} = 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

Il perimetro relativo all'area di carico data dal palo è pari a:

$$u_0 = \phi \cdot \pi = 1200mm \cdot \pi = 3769.9mm$$

Il perimetro di verifica di base è stimato a una distanza pari a $2d$ dall'area di carico secondo i seguenti schemi:

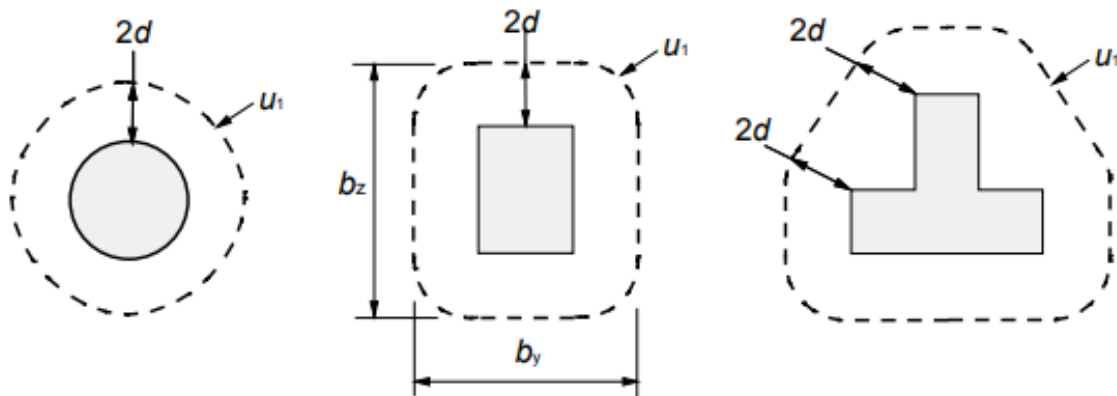


Figura 6: Schema area di carico per verifica a punzonamento

7.3 Verifiche Stati Limite Ultimi geotecnici (SLU GEO)

Le verifiche devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido)
- instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno di posa
- collasso per scorrimento sul piano di posa

Gli approcci previsti nelle [48] per le verifiche allo SLU, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali, sono i seguenti:

Stabilità globale	Approccio 1	(SLU, SLV, SLC)	Combinazione 2	A2+M2+R2
Altre verifiche	Approccio 2	(SLU, SLV, SLC)		A1+M1+R3

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Figura 7: Coefficienti parziali di sicurezza per le verifiche geotecniche (NTC 2018)

Tab. 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Figura 8: Coefficienti parziali di sicurezza per i parametri di resistenza del terreno (NTC 2018)

7.3.1 Verifica di capacità portante al carico limite dei pali (SLU GEO)

I valori caratteristici delle resistenze R_k sono ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative, riportati nella tabella seguente, alle resistenze di calcolo R_{cal} .

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad \text{Valore caratteristico della resistenza a compressione}$$

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad \text{Valore caratteristico della resistenza a trazione}$$

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

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

7.3.1.1 Calcolo della capacità portante di progetto

La resistenza di progetto di un palo soggetto a carichi assiali può essere espressa dalle seguenti relazioni:

$$R_{d,c} = R_{c,d} + R_{b,d} = \frac{R_{c,cal}}{\xi \cdot \gamma_s} + \frac{R_{b,cal}}{\xi \cdot \gamma_b} - W' \cdot \gamma_G \quad \text{Resistenza di progetto a compressione}$$

$R_{d,c} = R_{c,t} + W' = \frac{R_{t,cal}}{\xi \cdot \gamma_t} + W' \cdot \gamma_G$	Resistenza di progetto a trazione
$R_{c,cal}$	Resistenza di calcolo laterale a compressione
$R_{t,cal}$	Resistenza di calcolo laterale a trazione
$R_{b,cal}$	Resistenza di calcolo di base
W'	Peso efficace del palo

Per il calcolo della capacità portante a compressione, il coefficiente parziale amplificativo del peso del palo (γ_G) è stato assunto pari ad 1.3 nelle combinazioni STR e GEO e pari ad 1 nella combinazione SLV.

Per il calcolo della capacità portante a trazione $N_{Rd,t}$ il coefficiente γ_G è stato assunto unitario in tutte le combinazioni.

7.3.1.2 Portata laterale

La portata laterale limite di calcolo $R_{c,cal}$ viene valutata con la seguente relazione:

$R_{c,cal} = R_{t,cal} = \pi \cdot D \cdot \sum_i \tau_{lim,i} \cdot h_i$	Resistenza di progetto a compressione
D	Diametro del palo
$\tau_{lim,i}$	Tensione di adesione laterale limite nello strato i-esimo
h_i	Altezza dello strato i-esimo

Resistenza da prove SPT

Per il calcolo della capacità portante dei pali, disponendo di prove penetrometriche statiche SPT, si può fare riferimento agli studi di Reese-Wright (1977) e quanto indicato nelle raccomandazioni AGI sui pali di fondazione.

Per i terreni coesivi secondo AGI (1984), operando in condizioni non drenate (NDR) e tensioni totali, si utilizza l'equazione:

$\tau_{lim} = \alpha \cdot c_u \leq 100kPa$	
c_u	Resistenza al taglio non drenata (kPa)
α	Coefficiente riduttivo, assunto per pali trivellati:
$\alpha = 0.9$	Per $c_u \leq 25kPa$
$\alpha = 0.8$	Per $25kPa < c_u \leq 50kPa$
$\alpha = 0.6$	Per $50kPa < c_u \leq 75kPa$
$\alpha = 0.4$	Per $c_u > 75kPa$

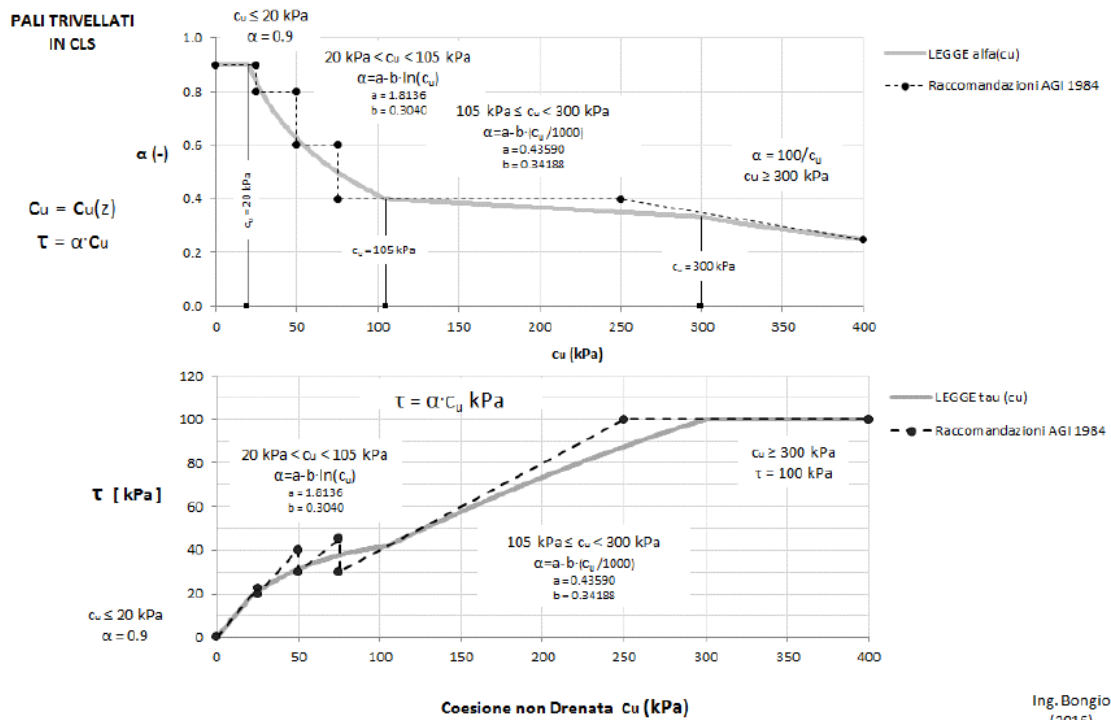


Figura 9: Curve di interpolazione dei coefficienti α secondo AGI

Per i terreni granulari secondo AGI (1984), operando in condizioni drenate (DR) e tensioni efficaci, l'attrito laterale è valutato mediante l'espressione:

$$\tau_{lim} = c_a + K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan(\varphi) < f(N_{SPT})$$

$c_a = \alpha \cdot c'$ Adesione efficace palo-terreno (aliquota della coesione efficace)

K Rapporto tra pressione orizzontale e pressione verticale efficace in prossimità del palo

σ'_{v0} Pressione geostatica verticale efficace

φ Angolo di resistenza al taglio del terreno naturale

N_{SPT} Numero di colpi/piede in prova SPT

$$f(N_{SPT}) = 3 \cdot N_{SPT} \quad \text{Per } N_{SPT} \leq 53$$

$$= 142 + 0.32 \cdot N_{SPT} \quad \text{Per } N_{SPT} > 53$$

Secondo le norme AGI si raccomanda comunque di limitare cautelativamente la τ_{lim} a 150-200 kPa, per il caso in oggetto si pone il limite a 100 kPa.

Tab. 5.1 - Valori indicativi di k e μ dell'eq. [4] per terreni incoerenti

Tipo di palo		Valori di k	Valori di μ
BATTUTO	Acciaio	0.5 ÷ 1	tg 20°
	Calcestruzzo prefabbricato	1 ÷ 2	tg (3/4 φ')
	Calcestruzzo gettato in opera	1 ÷ 3	tg φ'
TRIVELLATO		0.4 ÷ 0.7 (*)	tg φ'

(*) Decrescente con la profondità.

Figura 10: Valori dei coefficienti k e μ secondo AGI

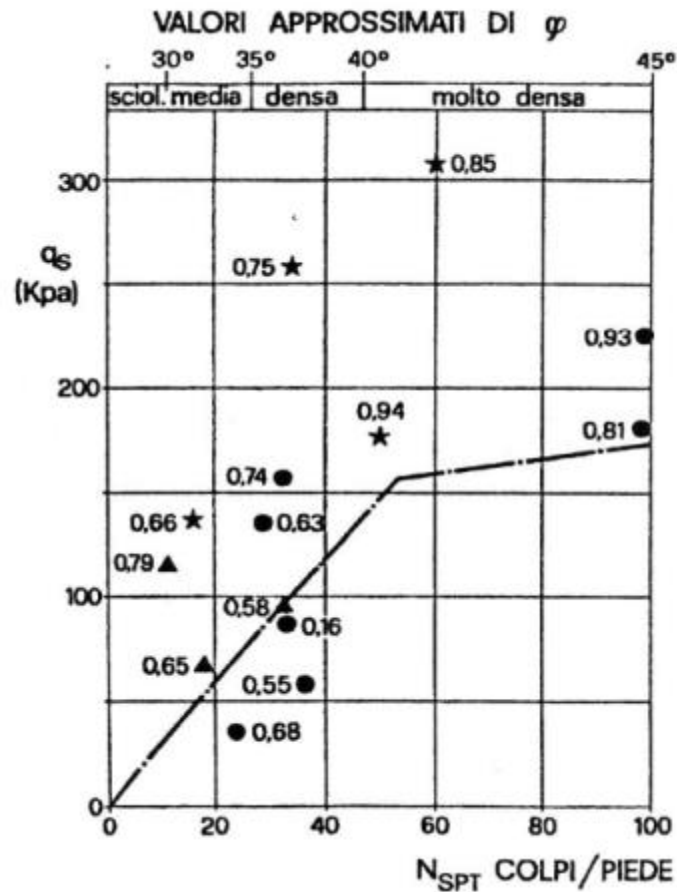


Figura 11: Valori limite di τ_{LIM} con indagini SPT secondo AGI

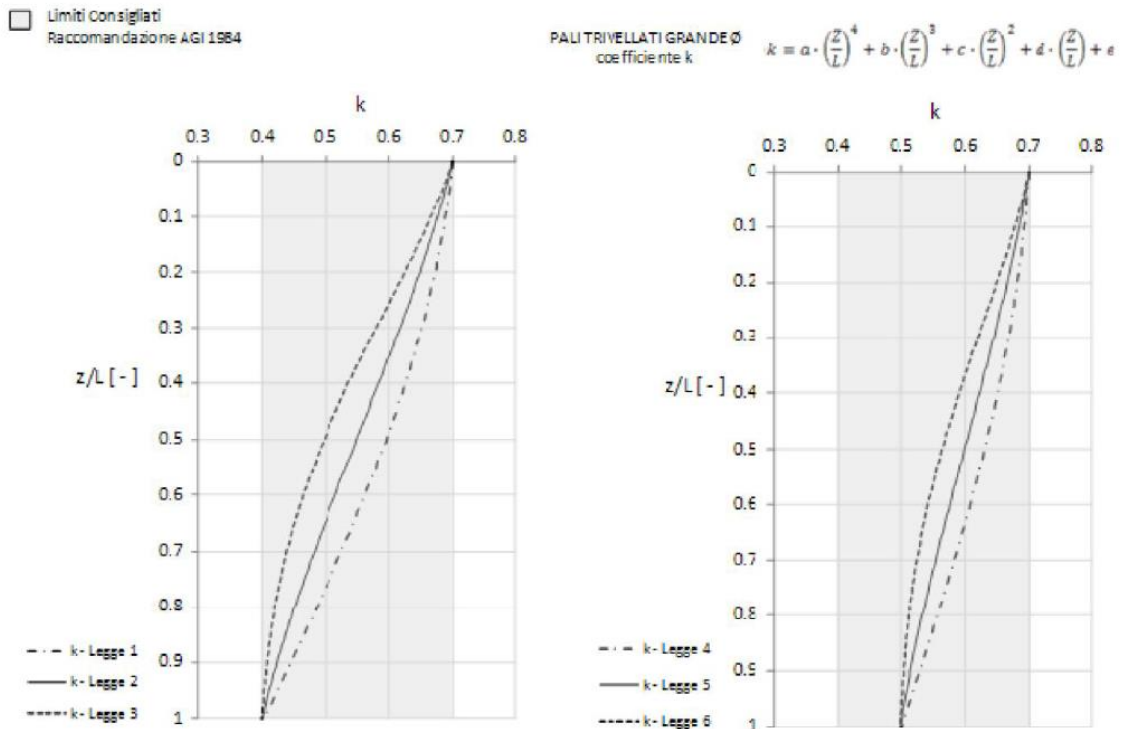


Figura 12: Curve di interpolazione dei coefficienti k secondo AGI

7.3.1.3 Portata di base

Per la valutazione della portata di base limite $R_{b,cal}$ si impiegano le seguenti relazioni:

$$R_{b,cal} = A_b \cdot q_{b,lim}$$

A_b Area della base del palo

$q_{b,lim}$ Resistenza limite specifica di base

Resistenza da prove SPT

Per i terreni coesivi, operando in condizioni non drenate (NDR) e tensioni totali, la valutazione della capacità limite di base viene calcolata in condizioni non drenate mediante l'equazione:

$$q_{b,lim} = \sigma_{v0} + 9 \cdot c_u$$

σ_{v0} Pressione verticale di base

c_u Resistenza la taglio non drenata (kPa)

I valori di q_b sono interamente mobilizzati ad una profondità critica z_c (Meyerhof, Sastry [1978]), secondo l'espressione $z_c = m \cdot D$ con D pari al diametro del palo e m variabile tra 4 e 8.

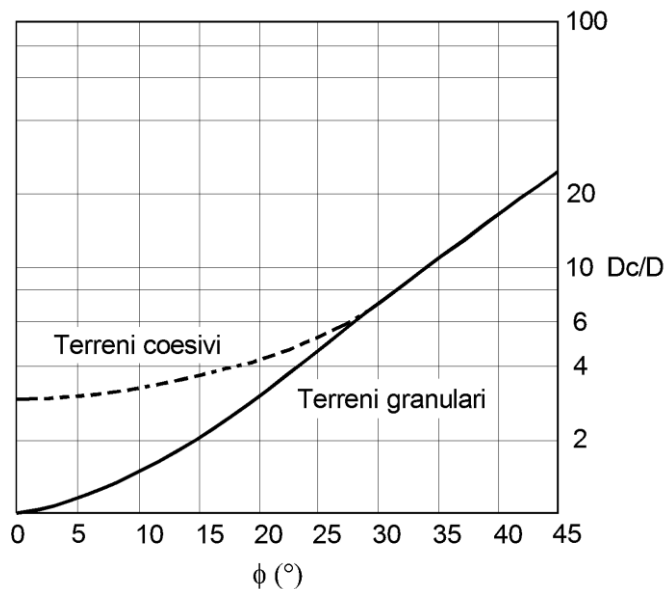


Figura 13: Profondità critica $z_c/D = f(D_r)$ secondo Meyerhof (1976)

Per i terreni granulari, operando in condizioni drenate (DR) e tensioni efficaci, la valutazione della capacità limite di base viene calcolata facendo riferimento non più alle condizioni di rottura, bensì riferendosi ad una "portata critica" corrispondente ad una "condizione di servizio limite" basata su considerazioni di cedimenti ammissibili, ed in genere riferita all'insorgere di deformazioni plastiche nei terreni di fondazione.

Nel caso di pali di grande diametro soggetti ad azioni assiali, in accordo con la teoria di Berezantzev, le deformazioni plastiche alla punta (pari a circa 0.1 volte il diametro D del palo, stato limite ultimo di capacità portante) insorgono per pressioni di base pari a:

$$q_{b,lim} = N_q^* \cdot \sigma'_{v0} + N_c^* \cdot c'$$

σ'_{v0} Pressione verticale efficace di base

N_q^* Coefficiente pressione verticale di base (attrito)

c' Coefficiente efficace di base

$N_c^* = \frac{(N_q^* - 1)}{\tan(\varphi)}$ Coefficiente pressione verticale di base (coesione)

Disponendo di prove SPT, per pali trivellati la portata critica di base massima secondo Reese-Wright et al. (1978) è data da:

$$q_{b,lim} = 66.7 \cdot N_{SPT} \leq 4000 \text{ kPa}$$

Nel caso in oggetto è stato posto un valore limite calcolato ad una profondità L pari a 15 volte il diametro del palo.

I valori di q_{cr} sono interamente mobilitati ad una "profondità critica" z_c con m variabile fra 4 e 21.

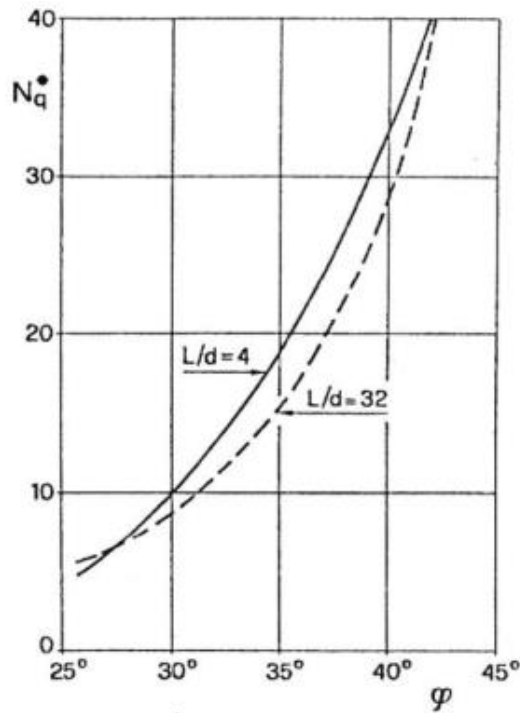


Figura 14: Valori limite di N_q^* secondo AGI

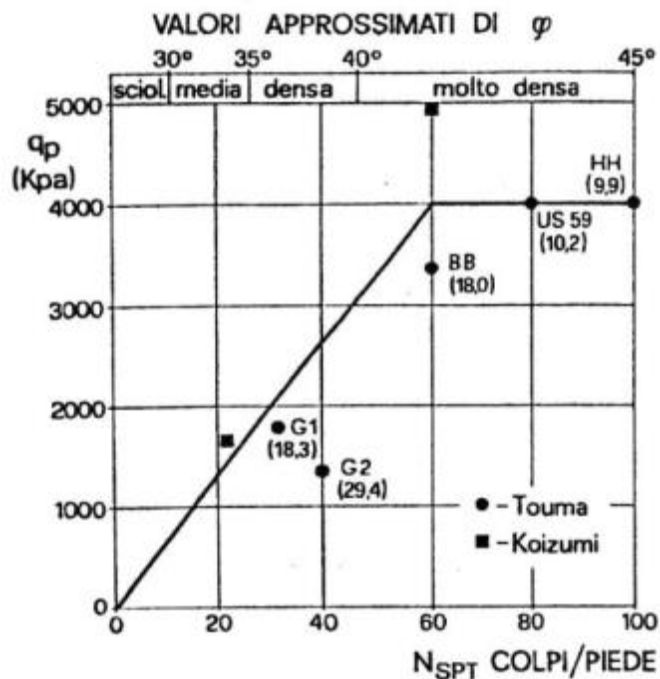


Figura 15: Valori limite di $q_{b,lim}$ con indagini SPT secondo AGI

7.3.1.4 Calcolo curve di cedimento

Per valutare le deformazioni verticali δ che il palo subisce per effetto dei carichi verticali, si considerano le curve di trasferimento carico/cedimento per la resistenza laterale R_c (a compressione, uguale a R_t per le azioni di trazione) e la resistenza di punta R_b dei pali trivellati di Reese & Wang, riportate nelle figure seguenti.

Nella curva di mobilitazione della resistenza laterale è diagrammato il rapporto tra resistenza laterale unitaria τ e massima resistenza laterale unitaria mobilitabile τ_{us} con il grado di spostamento definito

dal rapporto δ/D . Nella curva di mobilitazione della resistenza di base è diagrammato il rapporto tra resistenza di base unitaria q e massima di base unitaria mobilitabile q_{us} con il grado di spostamento definito dal rapporto δ/D .

Se si impone un cedimento, è possibile calcolare le resistenze unitarie mobilitate di base e laterale per un generico strato di terreno. Integrando su tutto il diametro D e su tutta la lunghezza L si ottengono delle curve di cedimento totale $R_{ct} + R_b$ vs δ .

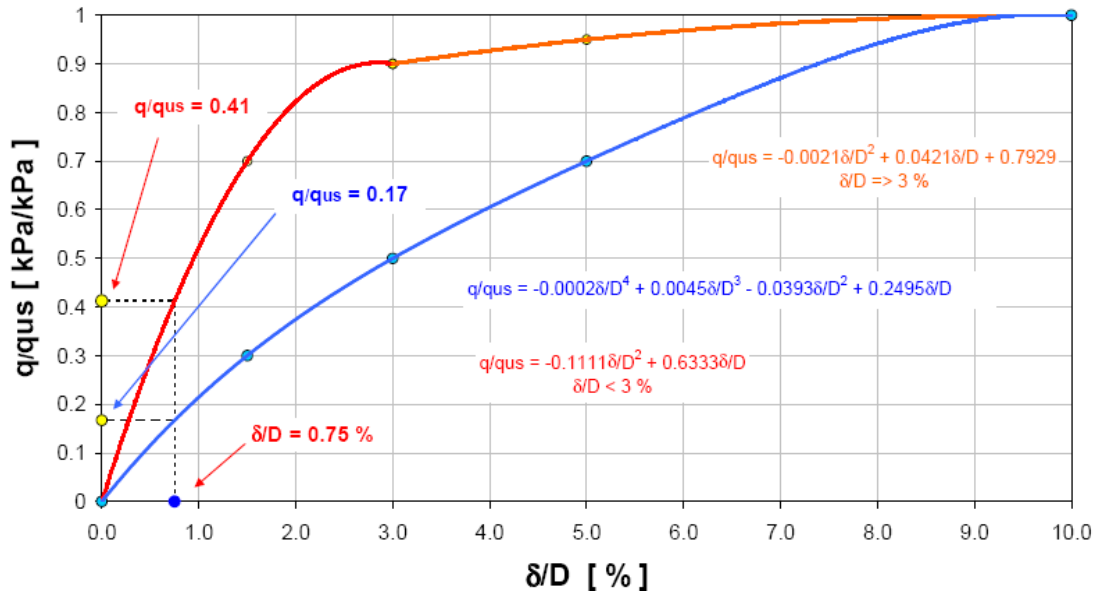


Figura 16: Curve di trasferimento della resistenza di base dei pali (Reese & Wang, 1990)

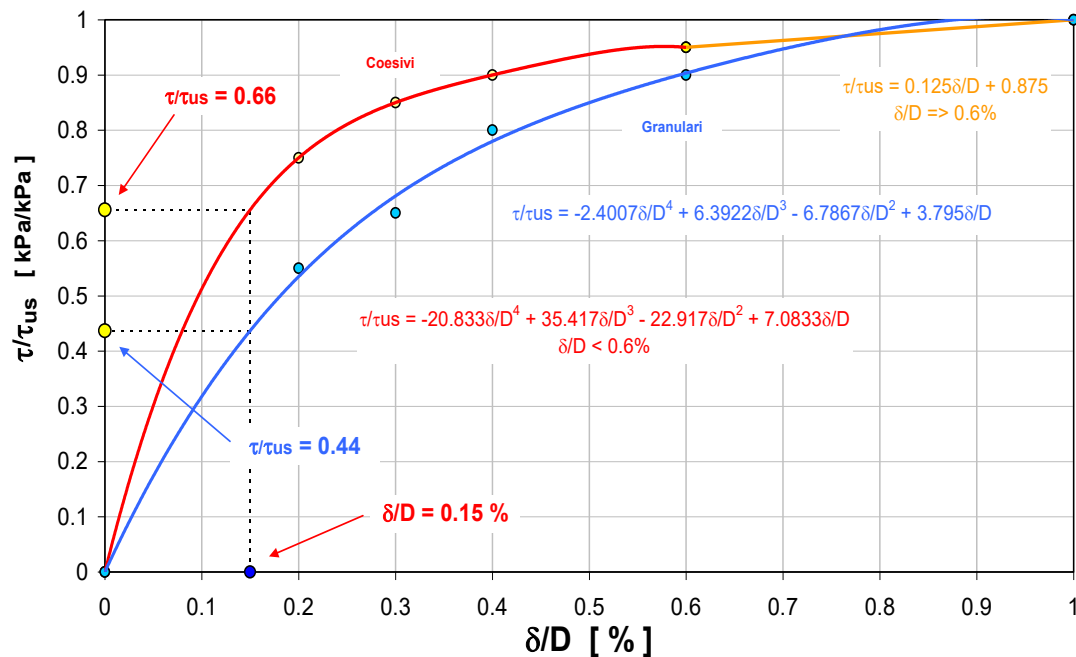


Figura 17: Curve di trasferimento della resistenza laterale dei pali (Reese & Wang, 1990)

Per la creazione delle curve di cedimento caratteristiche, riferite ai parametri geotecnici medi, vengono valutati diametri equivalenti differenziati per la capacità portante di base e la capacità portante laterale secondo le relazioni:

$$D'_s = S_{lat}/\pi$$

$$D'_h = \left(A_b \cdot \frac{4}{\pi} \right)^{0.5}$$

7.3.2 Stima spostamenti dell'opera e del terreno (SLE STR)

La stima degli spostamenti orizzontali delle strutture sono condotte per ogni fase di scavo. Per valutare la compatibilità degli spostamenti dell'opera di sostegno ed il terreno circostante si verifica che la deformabilità della paratia sia contenuta entro limiti accettabili dallo stato dei luoghi.

7.4 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

Come riportato al §6.2.4.3 e §5.1.4.2 del [48], la verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale. Si dovrà verificare che sia:

$$E_d \leq C_d$$

$$E_d = E(\gamma_F \cdot F_k; X_k/\gamma_M; a_d) \quad \text{Valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione}$$

$$C_d = C(\gamma_F \cdot F_k; X_k/\gamma_M; a_d) \quad \text{Valore nominale o funzione di certe proprietà dei materiali legate agli effetti progettuali delle azioni considerate}$$

Le verifiche agli SLE si risolvono nel controllare che i valori di tensione nei materiali siano inferiori ai limiti di normativa.

Calcestruzzo compresso

Combinazione rara

$$\sigma_c < 0.60 \cdot f_{ck}$$

Combinazione quasi permanente

$$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$$

Acciaio teso

Combinazione rara

$$\sigma_s < 0.80 \cdot f_{yk}$$

7.4.1 Verifiche agli Stati Limite di Fessurazione

Viene eseguita la verifica allo stato limite di apertura delle fessure con riferimento al §4.1.2.2.4 del [48]. Prima di procedere alle verifiche a fessurazione è necessario definire delle apposite combinazioni di carico ed effettuare una valutazione relativa al grado di protezione delle armature metalliche contro la corrosione (in termini di condizioni ambientali e sensibilità delle armature stesse alla corrosione). Si distinguono i seguenti casi:

Combinazioni di azioni	Frequente (FR) Quasi Permanente (QP)
Condizioni ambientali	Ordinarie Aggressive Molto aggressive
Sensibilità delle armature alla corrosione	Sensibili (acciai da precompresso) Poco sensibili (acciai ordinari)
Apertura delle fessure	$w_1 = 0.200mm$ $w_2 = 0.300mm$ $w_3 = 0.400mm$

Tabella 3: Stati limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Il calcolo, condotto con riferimento alla procedura analitica prevista al §C4.1.2.2.4 del [49], prevede i seguenti passaggi:

- Valutazione della distanza media tra le fessure (Δ_{sm});
- Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura (ε_{sm});
- Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio w_m e valore di calcolo w_d).

Elemento strutturale	Classi di esposizione	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Stato limite	w_d
Pali	XC2	Ordinarie	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_3 = 0.40$ mm
			Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.30$ mm
Platea fondazione	XC2	Ordinarie	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_3 = 0.40$ mm
			Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.30$ mm
Elevazione pile e spalle	XC4-XF4	Aggressive	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.30$ mm
			Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_1 = 0.20$ mm

8 ANALISI DEI CARICHI

8.1 Azioni permanenti strutturali (G₁)

8.1.1 Pesi propri

Si considerano i seguenti pesi specifici.

Elementi in c.a. $\gamma_{cls} = 25.0 \text{ kN/m}^3$

Elementi in acciaio $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$

8.2 Azioni permanenti non strutturali (G₂)

8.2.1 Pesi propri

I pesi propri dei terreni sono riportati al §5.1.

8.3 Spinta del terreno

I valori delle spinte vengono computate automaticamente dai software utilizzati secondo le metodologie seguenti, per ulteriori approfondimenti si rimanda direttamente al manuale degli stessi.

8.3.1 Spinta a riposo

Per piano campagna orizzontale si fa riferimento alla seguente correlazione (Jaky, 1944 e Schmidt, 1966):

$$k_0 = 1 - \sin \varphi' \cdot OCR^\alpha$$

$$OCR = 1$$

$$\alpha = 0.5$$

Grado di sovraconsolidazione

Per pendio inclinato (β) si può considerare che la spinta a riposo sia parallela al p.c. e che il coefficiente k_0 valga:

$$k_0 = (1 - \sin \varphi' \cdot OCR^\alpha) \cdot (1 + \sin \beta)$$

$$\beta = 0$$

Angolo di inclinazione tra profilo e piano orizzontale

8.3.2 Pressioni idrostatiche

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

Peso di volume alleggerito del terreno

$$\gamma_{sat}$$

Peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori)

$$\gamma_w$$

Peso di volume dell'acqua

$$S_h = \int_0^H \sigma'_h(z) dz + E_{ws}$$

Spinta attiva statica (attiva o a riposo) totale efficace del terreno

$$\sigma'_h(z) = \sigma'_v(z) \cdot K - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K}$$

Pressione orizzontale di spinta efficace del terreno

$$\sigma'_v(z)$$

Pressione verticale efficace del terreno

$$E_{ws}$$

Spinta idrostatica

Al diagramma delle pressioni, avente al di sotto della linea di falda una pendenza minore, va quindi sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica.

8.4 Scarichi agli appoggi

Dalla relazione di calcolo dell'impalcato [5] si desumono gli scarichi agli appoggi nelle varie combinazioni di carico.

	Spalla 1					
	UL			M		
	V [kN]	Long. [kN]	Trasv. [kN]	V [kN]	Long. [kN]	Trasv. [kN]
Permanenti						
Fase 1 - Strutturali	162	61	5	1540	-60	0
Fase 2 - Permanenti portati	77	12	1	722	-12	0
Ritiro	0	0	0	0	0	0
Attrito appoggi MAX	0	14	0	0	116	0
Attrito appoggi MIN	0	-14	0	0	-116	0
Effetti ambientali						
Variazione termica MAX	0	0	0	0	0	0
Variazione termica MIN	0	0	0	0	0	0
Vento da esterno curva	342	0	-422	-162	0	0
Vento da interno curva	-303	0	417	490	0	0
Peso struttura						
Fondazione	2870					
Spinta terreno						
Riempimento	10077	4223				
Riempimento (sisma x+)	10652	4031				
Riempimento (sisma x-)	9502	4031				
Accidentali da traffico						
Max squilibrio Trint	-365	0	3	1315	0	0
Max carico Trint	-231	0	3	1579	0	0
Max squilibrio Trest	-174	0	2	1413	0	0
Max carico Trest	215	0	2	1613	0	0
Frenamento/avviamento MAX	0	0	0	0	0	0
Frenamento/avviamento MIN	0	0	0	0	0	0
Sisma						
Sisma X	188	0	238	264	0	0
Sisma Y	502	0	991	690	0	0
Sisma Z	50	0	10	152	0	0

Figura 18: Spalla 1 – Scarichi caratteristici agli appoggi

	Spalla 2					
	F			UT		
	V [kN]	Long. [kN]	Trasv. [kN]	V [kN]	Long. [kN]	Trasv. [kN]
Permanenti						
Fase 1 - Strutturali	174	0	5	1525	0	0
Fase 2 - Permanenti portati	80	0	-1	720	0	0
Ritiro	0	0	0	0	0	0
Attrito appoggi MAX	0	14	0	0	116	0
Attrito appoggi MIN	0	-14	0	0	-116	0
Effetti ambientali						
Variazione termica MAX	0	0	0	0	0	0
Variazione termica MIN	0	0	0	0	0	0
Vento da esterno curva	343	-83	-432	-163	-5	0
Vento da interno curva	-303	87	425	490	0	0
Peso struttura						
Fondazione	3308					
Spinta terreno						
Riempimento	13162	3939				
Riempimento (sisma x+)	13914	3759				
Riempimento (sisma x-)	12411	3759				
Accidentali da traffico						
Max squilibrio Trint	-359	31	-3	1309	-30	0
Max carico Trint	-223	33	-3	1572	-33	0
Max squilibrio Trest	-170	19	-2	1409	-18	0
Max carico Trest	219	19	-2	1609	-19	0
Frenamento/avviamento MAX	0	450	0	0	450	0
Frenamento/avviamento MIN	0	-450	0	0	-450	0
Sisma						
Sisma X	219	516	353	316	728	0
Sisma Y	612	612	1071	660	301	0
Sisma Z	47	59	25	153	78	0

Figura 19: Spalla 2 – Scarichi caratteristici agli appoggi

9 AZIONE SISMICA (E)

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica del sito è definita in termini di:

a_g	Accelerazione orizzontale massima del terreno
F_0	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

L'accelerazione orizzontale massima attesa a_g è riferita in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria A, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R per ogni stato limite considerato. I valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B del [48]. Una trattazione più approfondita è contenuta nella documentazione di riferimento [3].

9.1 Stati limite di progetto sismici

Le azioni di riferimento sono calcolate sulla base delle effettive coordinate geografiche in accordo alla griglia di riferimento con cui è stato suddiviso il territorio nazionale.

Comune:	Siena (SI)		
Coordinate:	Longitudine:	11.330855	
	Latitudine:	43.27905	

Dato il periodo di riferimento della struttura $V_R = 50$ anni, si individuano i seguenti stati limite:

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0.064	2.518	0.258
SLD	101	0.079	2.509	0.264
SLV	949	0.174	2.516	0.283
SLC	1950	0.212	2.556	0.290

9.2 Definizione dell'azione sismica

In accordo a quanto contenuto nel [48] si ricorre ad un metodo pseudostatico dove l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

I coefficienti sismici sono stimati come:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad \text{Coefficiente sismico orizzontale}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad \text{Coefficiente sismico verticale}$$

$$a_{max} = S_T \cdot S_S \cdot a_g \quad \text{Massima accelerazione orizzontale attesa al suolo}$$

$$S_T \quad \text{Coefficiente di amplificazione topografica (cfr. tabelle seguenti)}$$

S_S

Coefficiente di amplificazione stratigrafica (cfr. tabelle seguenti)

β_S

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (cfr. tabelle seguenti)

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

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

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_S	β_S
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

9.2.1 Accelerazione di riferimento

Nella tabella seguente sono riassunte le azioni sismiche per differenti i periodi di ritorno.

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0.048	2.503	0.246
50	0.059	2.535	0.255
72	0.069	2.501	0.261
101	0.079	2.510	0.264
140	0.091	2.481	0.268
201	0.104	2.476	0.269
475	0.141	2.484	0.277
975	0.176	2.518	0.283
2475	0.226	2.571	0.292

L'accelerazione ottenuta deve essere moltiplicata per il coefficiente di amplificazione locale, funzione della categoria di suolo e di coefficiente di amplificazione topografica, per definire l'azione

sismica di calcolo.

9.2.2 Categoria di suolo

Le prove di geofisica di superficie, tipo MASW, in corrispondenza dell'area di intervento riportate in [3] relazione sismica hanno evidenziato profili di velocità caratteristici di terreni appartenenti alla categoria C.

Sulla base dei risultati delle indagini eseguite e del locale contesto geologico è possibile adottare, per l'area oggetto di intervento, la categoria di suolo tipo "C", ovvero: "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s".

9.2.3 Categoria topografica

La categoria topografica di riferimento è la T1, contrassegnante aree con superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$.

9.3 Azioni inerziali masse

Con riferimento a §3.2.4 del [48], si ritiene trascurabile in fase sismica il contributo delle azioni accidentali, pertanto vengono considerati i contributi dei soli carichi permanenti:

$$G = G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

G	Massa totale efficace
G_1	Masse dei pesi propri strutturali
G_2	Masse dei carichi permanenti non strutturali (permanenti, terreno)
Q_{kj}	Masse dei carichi accidentali
Ψ_{2j}	

Le azioni inerziali orizzontali E_x e verticali E_y delle masse efficaci sono determinate incrementando i pesi propri G con accelerazioni verticali e orizzontali definite dai coefficienti di amplificazione dinamica k_h e k_v :

$E_x = G \cdot k_h$	Azione inerziale orizzontale
$E_y = G \cdot k_v$	Azione inerziale verticale
$G = G_1 + G_2$	Masse efficaci sismiche

9.4 Muri di sostegno

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove

$$\theta = \arctg \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right) \quad \text{Essendo } k_h \text{ il coefficiente sismico orizzontale e } k_v \text{ il coefficiente sismico verticale definito in funzione di } k_h$$

I coefficienti k_h e k_v i coefficienti sono determinati così come indicato al precedente §9.2
In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg \left[\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \right) \cdot \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right) \right]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg \left[\left(\frac{\gamma}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \right) \cdot \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right) \right]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cdot \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{IH} = k_h \cdot W \qquad F_{IV} = \pm k_v \cdot W$$

dove W è il peso della struttura, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

10 ANALISI FONDAZIONE SPALLE

A favore di sicurezza, le analisi saranno svolte modellando la spalla 2, che presenta le condizioni di carico più gravose per le fondazioni.

10.1 Geometria

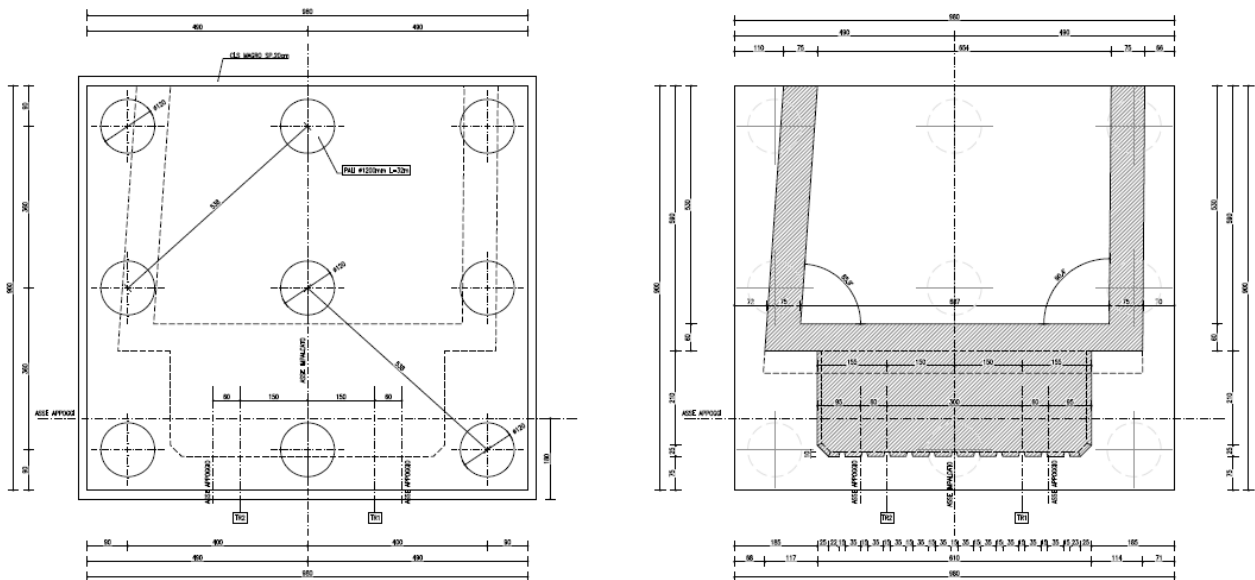


Figura 20: Spalla – geometria fondazione

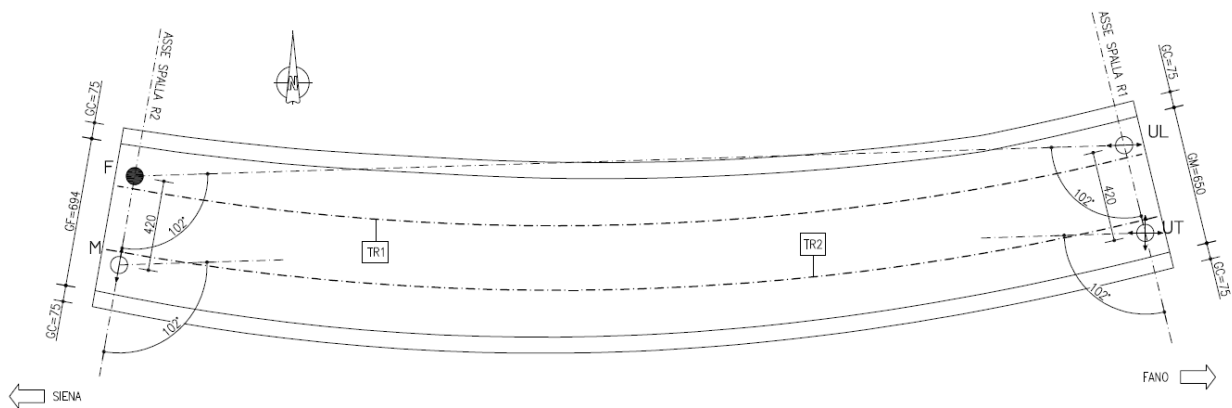
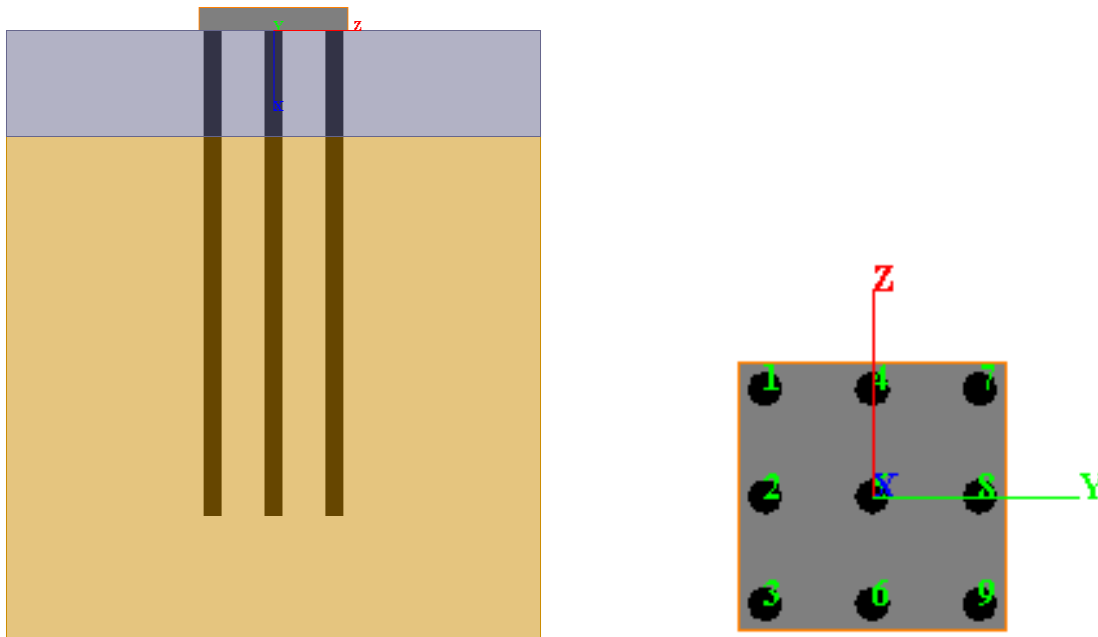


Figura 21: Schema appoggi impalcato

10.2 Modello di calcolo



Pali				Fondazione	
N° totale	Maglia trasv x long	Interasse (m) trasv x long	L (m)	H (m)	Dimensioni (m) trasv x long
9	3 x 3	4.00 x 3.60	32.0	1.50	9.80 x 9.00

10.3 Sollecitazioni sulla palificata

Per il calcolo della palificata, oltre agli scarichi sugli appoggi, sono stati considerati i contributi dovuti ai pesi propri e alla spinta a riposo del terreno di riempimento. Il peso proprio della fondazione è funzione della sua geometria. Il peso proprio del terreno di riempimento è stato considerato per un'altezza H pari alla media dei due muri d'ala ($H \approx 9.70\text{m}$) e agente su una larghezza $L=8.5\text{m}$.

$$P_{p-fond} \cong 3300\text{kN}$$

$$P_{p-riemp} \cong 12200\text{kN}$$

$$S_{0-riemp} \cong 3950\text{kN}$$

Nella tabella seguente si riportano i carichi concentrati equivalenti sulla palificata rispetto all'origine.

Comb.	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
SLU stat _{MAX}	29080.7	6877.8	640.1	1900.5	15112.5	-24993.6
SLU stat _{MIN}	25949.9	3756.7	-646.8	-1709.3	5583.8	9063.1
SLU sism _{MAX}	20942.9	5515.4	1188.4	3074.5	13715.2	-17632.0
SLU sism _{MIN}	16454.8	2003.3	-1180.4	-3128.8	-5670.7	16838.6
SLE stat _{MAX}	21359.8	5070.6	427.0	1274.5	10633.9	-17794.8
SLE stat _{MIN}	19182.8	2807.0	-431.0	-1132.1	4339.0	6627.4

10.4 Sollecitazioni sui pali

Nella tabella seguente è indicato il numero del palo in cui agiscono le sollecitazioni maggiori, lo sforzo normale minimo e massimo (con relativi momenti flettenti e taglio associati) e il momento flettente con le relative sollecitazioni associate. Per ulteriori approfondimenti si vedano i relativi allegati di calcolo.

	Palo	N [kN]	M [kNm]	V [kN]
N_{MAX}	7	5858.7	1997.5	736.6
N_{MIN}	3	-39.6	1255.5	455.4
M_{MAX}	9	4548.5	2222.6	803.6
V_{MAX}	9	4548.5	2222.6	803.6

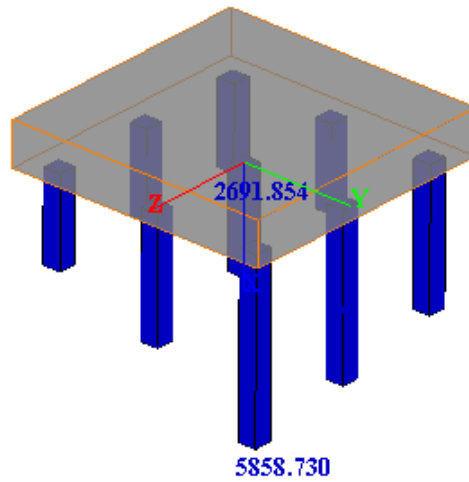


Figura 22: Spalla – involuppo massime azioni verticali sui pali

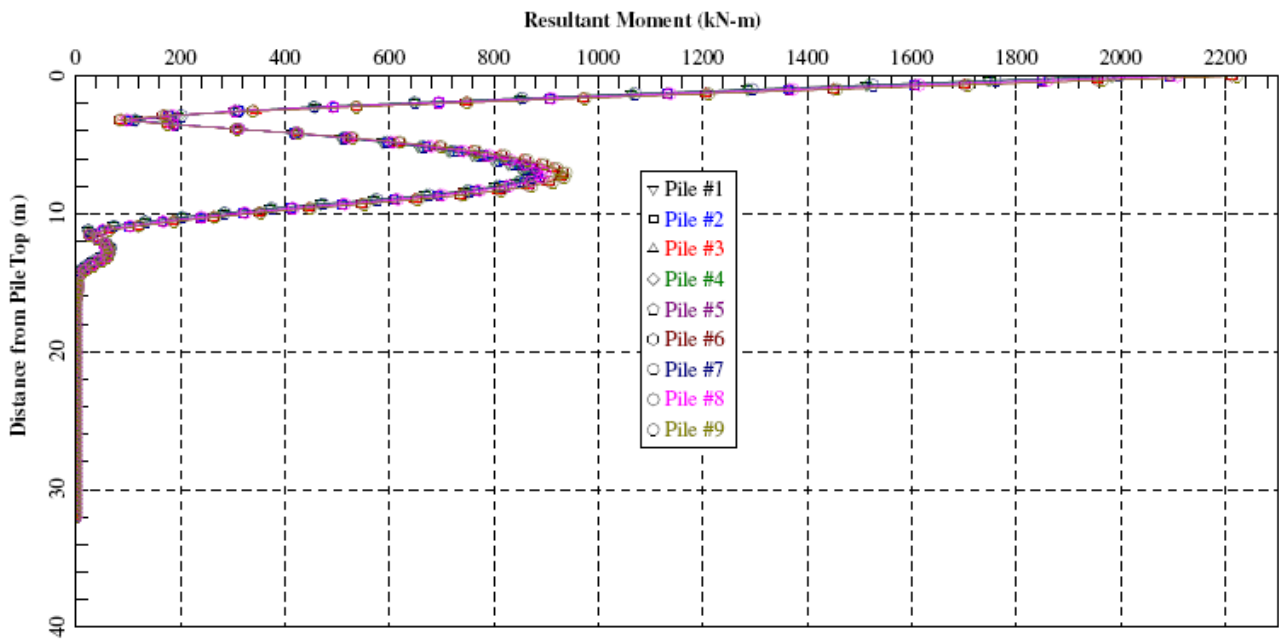


Figura 23: Spalla – involuppo massimo momento totale sui pali

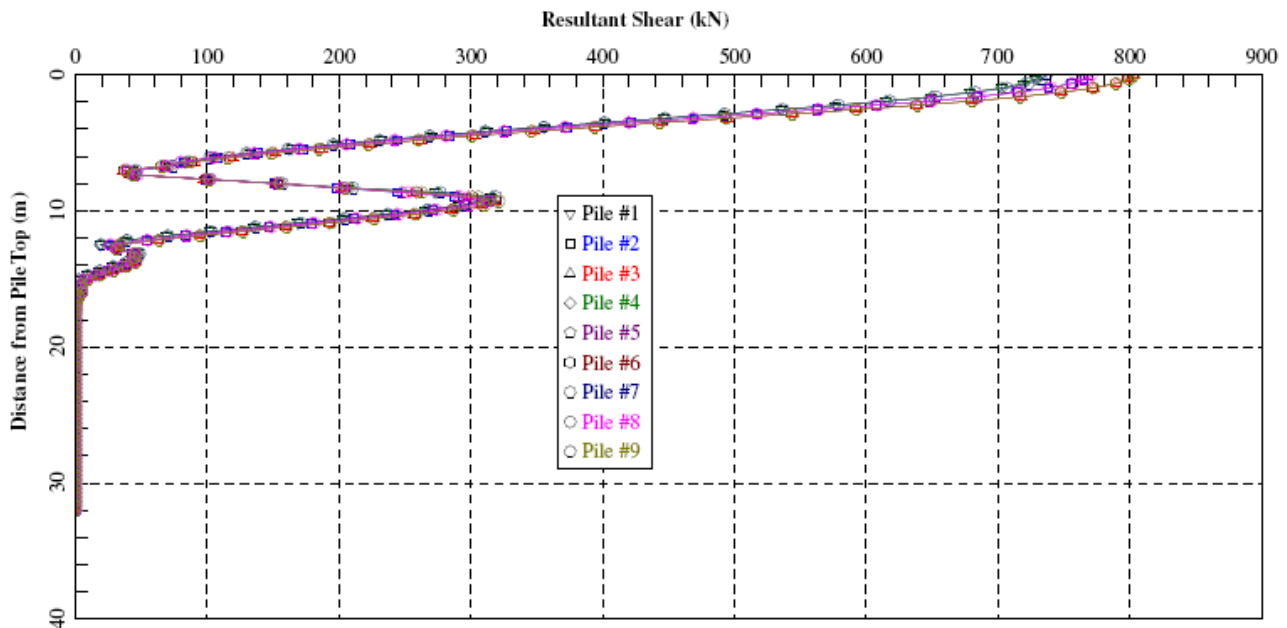


Figura 24: Spalla – involucro massimo taglio totale sui pali

10.5 Verifiche strutturali

Per le verifiche di resistenza si considera un sezione circolare di diametro $\varnothing 1200$ armata nel modo seguente:

Armatura longitudinale $30\varnothing 24$
 Armatura a taglio (spirale) $\varnothing 12/20$
 Incidenza $\approx 100\text{kg}/\text{m}^3$

Nome sezione: pali spalla 2
 Tipo sezione: Circolare
 Diametro: 120.0 [cm]

Caratteristiche geometriche
 Area sezione: 11291.57 [cmq]
 Inerzia in direzione X: 10146105.5 [cm⁴]
 Inerzia in direzione Y: 10146105.5 [cm⁴]
 Inerzia in direzione XY: 0.0 [cm⁴]
 Ascissa baricentro sezione: $X_G = 60.00$ [cm]
 Ordinata baricentro sezione: $Y_G = 60.00$ [cm]

Elenco ferri

Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine
 N° numero d'ordine
 X Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
 Y Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
 d Diametro ferro espresso in [mm]
 ω Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	110.10	60.00	24	4.52
2	109.01	70.42	24	4.52
3	105.77	80.38	24	4.52
4	100.53	89.45	24	4.52
5	93.52	97.23	24	4.52
6	85.05	103.39	24	4.52
7	75.48	107.65	24	4.52
8	65.24	109.83	24	4.52
9	54.76	109.83	24	4.52
10	44.52	107.65	24	4.52
11	34.95	103.39	24	4.52
12	26.48	97.23	24	4.52
13	19.47	89.45	24	4.52
14	14.23	80.38	24	4.52
15	10.99	70.42	24	4.52
16	9.90	60.00	24	4.52

17	10.99	49.58	24	4.52
18	14.23	39.62	24	4.52
19	19.47	30.55	24	4.52
20	26.48	22.77	24	4.52
21	34.95	16.61	24	4.52
22	44.52	12.35	24	4.52
23	54.76	10.17	24	4.52
24	65.24	10.17	24	4.52
25	75.48	12.35	24	4.52
26	85.05	16.61	24	4.52
27	93.52	22.77	24	4.52
28	100.53	30.55	24	4.52
29	105.77	39.62	24	4.52
30	109.01	49.58	24	4.52

Materiale impiegato : Calcestruzzo armato

Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	35.000	[MPa]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15.00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	1.00	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450.000	[MPa]
Tensione snervamento acciaio	450.000	[MPa]
Modulo elastico E	205942.924	[MPa]
Fattore di incrudimento acciaio	1.00	

Combinazioni

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sfuerzo normale espresso in [kN]
M _Y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M _X	momento lungo X espresso in [kNm]
M _t	momento torcente espresso in [kNm]
T _Y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T _X	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensoriale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M _Y	M _X	M _t	T _Y	T _X	VD	VT
1	5858.7000	1997.5000	0.0000	0.0000	0.0000	736.6000	SI	NO
2	-39.6000	1255.5000	0.0000	0.0000	0.0000	455.4000	SI	NO
3	4548.5000	2222.6000	0.0000	0.0000	0.0000	803.6000	SI	NO
4	4548.5000	2222.6000	0.0000	0.0000	0.0000	803.6000	SI	NO
5	3325.3000	1626.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
6	3325.3000	1626.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP
7	3325.3000	1626.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF

Risultati analisi

Caratteristiche asse neutro

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
Xc	posizione asse neutro espresso in [cm]
α	inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]
(xi; yi) - (xf; yf)	Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	Xc	α	(xi; yi)	(xf; yf)
5	62.52	0.00	(-1212.63; 57.48)	(1332.63; 57.48)
6	62.52	0.00	(-1212.63; 57.48)	(1332.63; 57.48)
7	62.52	0.00	(-1212.63; 57.48)	(1332.63; 57.48)

Risultati tensionali

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
σ _{c-max}	Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [MPa]
σ _{c-min}	Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [MPa]
σ _{f-max}	Tensione massima nel ferro espresso in [MPa]
σ _{f-min}	Tensione minima nel ferro espresso in [MPa]
τ _c	Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [MPa]

N°	σ _{c-max}	σ _{c-min}	τ _c	σ _{f-max}	σ _{f-min}
5	12.724	0.000	0.000	159.796	-144.407
6	12.724	0.000	0.000	159.796	-144.407
7	12.724	0.000	0.000	159.796	-144.407

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N _u	Sfuerzo normale ultimo, espresso in [kN]

M_{Xu} Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
 M_{Yu} Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
 FS Fattore di sicurezza

Combinazione n° 1

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
10582.5817	0.0000	3608.0883	1.81
18514.7856	0.0000	1997.5000	3.16
5858.7000	0.0000	3652.6490	1.83

Combinazione n° 2

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
-73.4394	0.0000	2328.3612	1.85
-2658.0653	0.0000	1255.5000	67.12
-39.6000	0.0000	2340.9638	1.86

Combinazione n° 3

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
7706.4160	0.0000	3765.6986	1.69
17776.5253	0.0000	2222.6000	3.91
4548.5000	0.0000	3488.4554	1.57

Combinazione n° 4

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
7706.4160	0.0000	3765.6986	1.69
17776.5253	0.0000	2222.6000	3.91
4548.5000	0.0000	3488.4554	1.57

Risultati taglio

Simbologia adottata

N° indice della combinazione
 Dir Direzione di azione del taglio
 V_{Rd} Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura trasversali a taglio, espresso in [kN]
 V_{Rcd} Resistenza di calcolo a "taglio compressione", espresso in [kN]
 V_{Rsd} resistenza di calcolo a "taglio trazione", espresso in [kN]
 nb Numero bracci staffe
 Diametro e passo staffe, riportate nell'ultima colonna, sono i più cautelativi ottenuti dalla verifica a taglio nelle due direzioni.

N°	Dir	T	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}	nb	Diametro e passo staffe
1	X	736.6000	--	3509.3232	1029.0783	2	ϕ 12.00 - 20.00 [cm]
1	Y	0.0000	--	3509.3232	1029.0783	2	ϕ 12.00 - 20.00 [cm]
2	X	455.4000	--	2807.4585	1029.0783	2	ϕ 12.00 - 20.00 [cm]
2	Y	0.0000	--	2807.4585	1029.0783	2	ϕ 12.00 - 20.00 [cm]
3	X	803.6000	--	3493.3500	1029.0783	2	ϕ 12.00 - 20.00 [cm]
3	Y	0.0000	--	3493.3500	1029.0783	2	ϕ 12.00 - 20.00 [cm]
4	X	803.6000	--	3493.3500	1029.0783	2	ϕ 12.00 - 20.00 [cm]
4	Y	0.0000	--	3493.3500	1029.0783	2	ϕ 12.00 - 20.00 [cm]

Risultati fessurazione

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione
 M_x Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]
 M_y Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]
 σ_f Tensione nell'acciaio, espressa in [MPa]
 σ_c Tensione nel calcestruzzo, espressa in [MPa]
 A_{eff} Area efficace a trazione, espressa in [cm²]
 ϵ Deformazione media acciaio teso, espressa in [°]
 S_{rm} Distanza media tra le fessure, espresso in [mm]
 w Ampiezza delle fessure, espressa in [mm]

N°	M_x	M_y	σ_f	σ_c	A_{eff}	ϵ	S_{rm}	w
6	0.0000	628.0857	-55.781	-4.519	6230.27	0.0421	695	0.1925
7	0.0000	628.0857	-55.781	-4.519	6230.27	0.0421	695	0.1925

10.6 Verifiche di capacità portante al carico limite pali

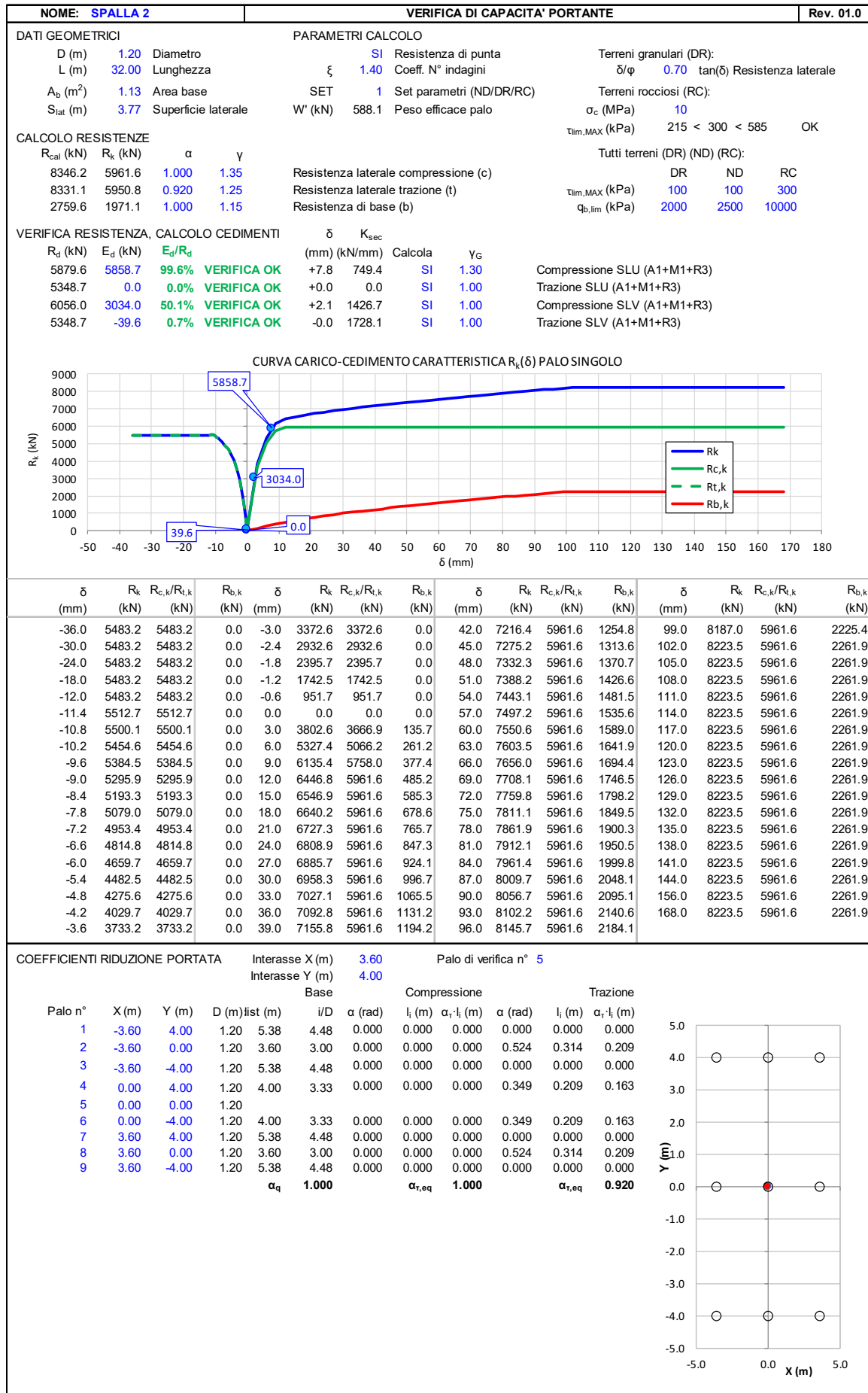


Figura 25: Condizioni DR - Riepilogo calcolo capacità portante

Figura 25: Condizioni DR - Riepilogo calcolo capacità portante

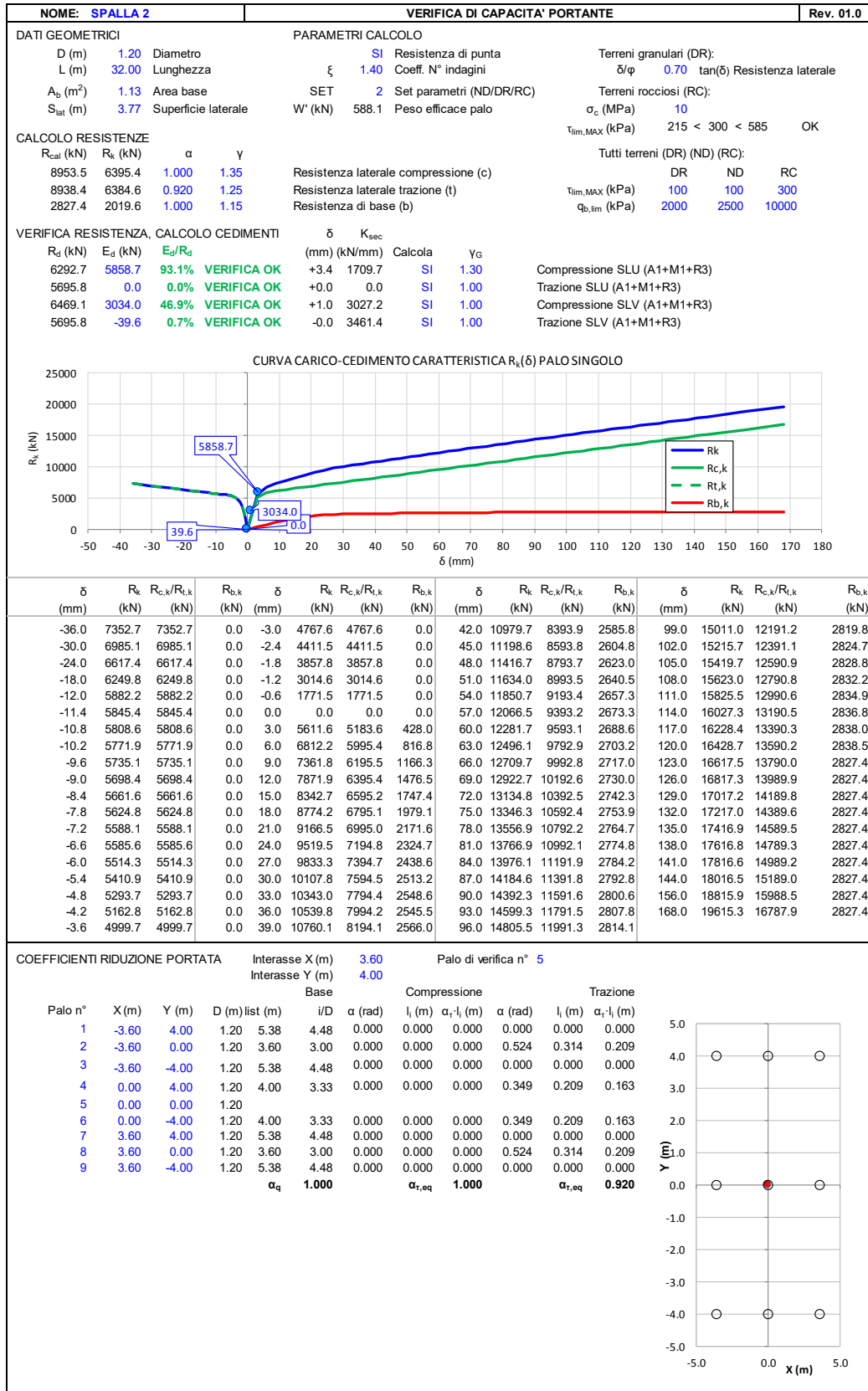


Figura 26: Condizioni ND - Riepilogo calcolo capacità portante

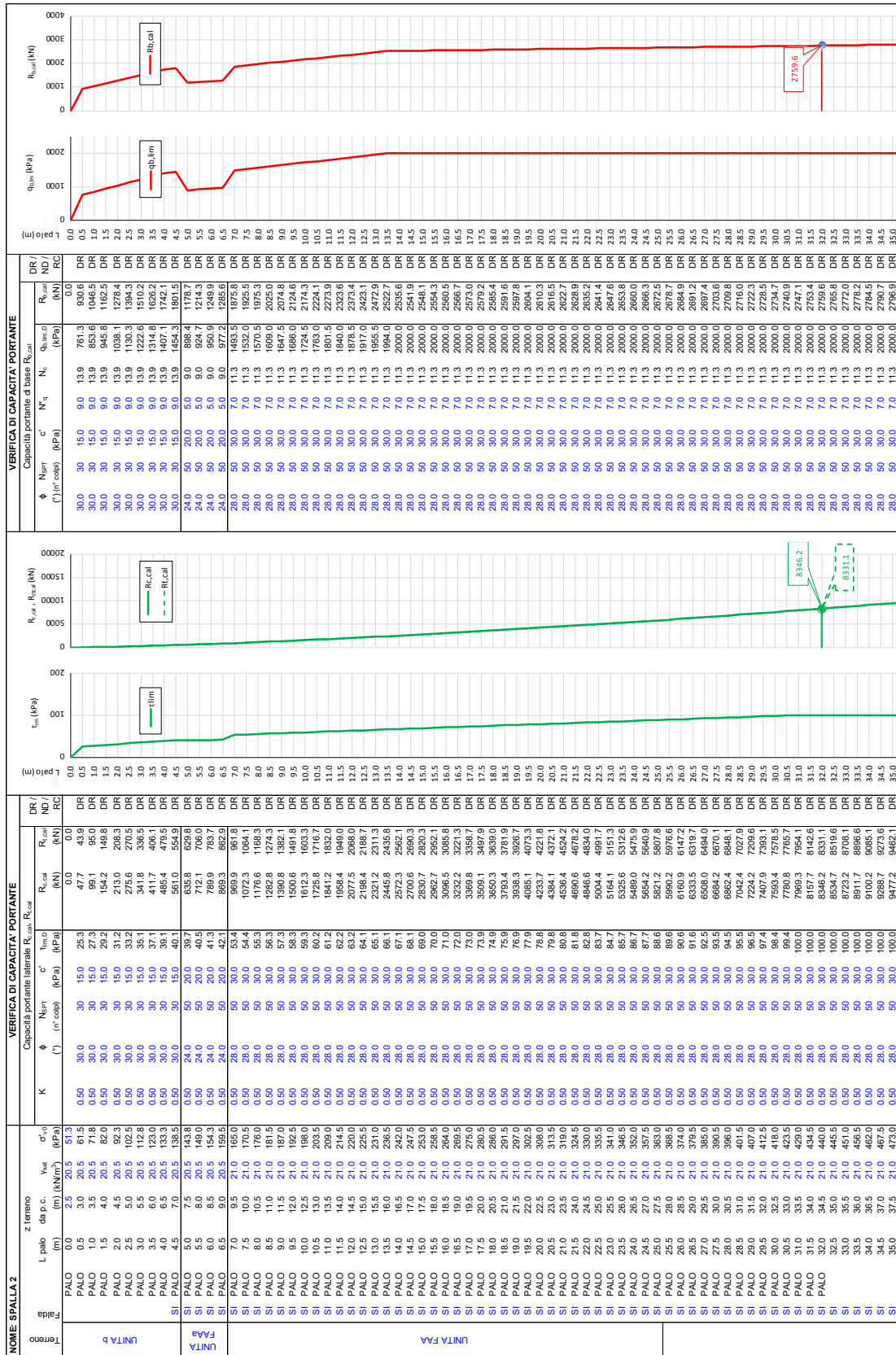


Figura 27: Condizioni DR - Dettaglio calcolo capacità portante laterale

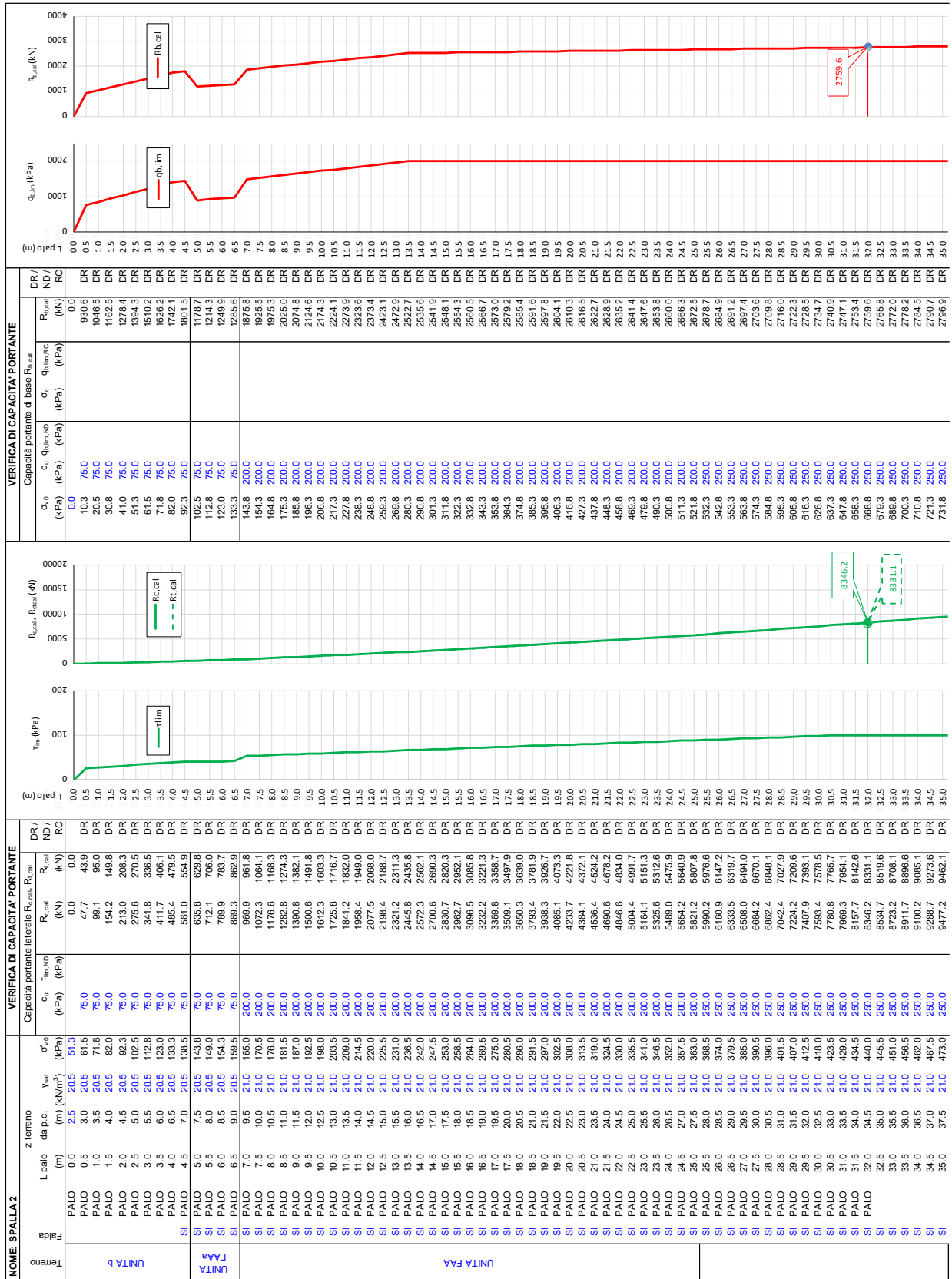


Figura 28: Condizioni ND - Dettaglio calcolo capacità portante di base

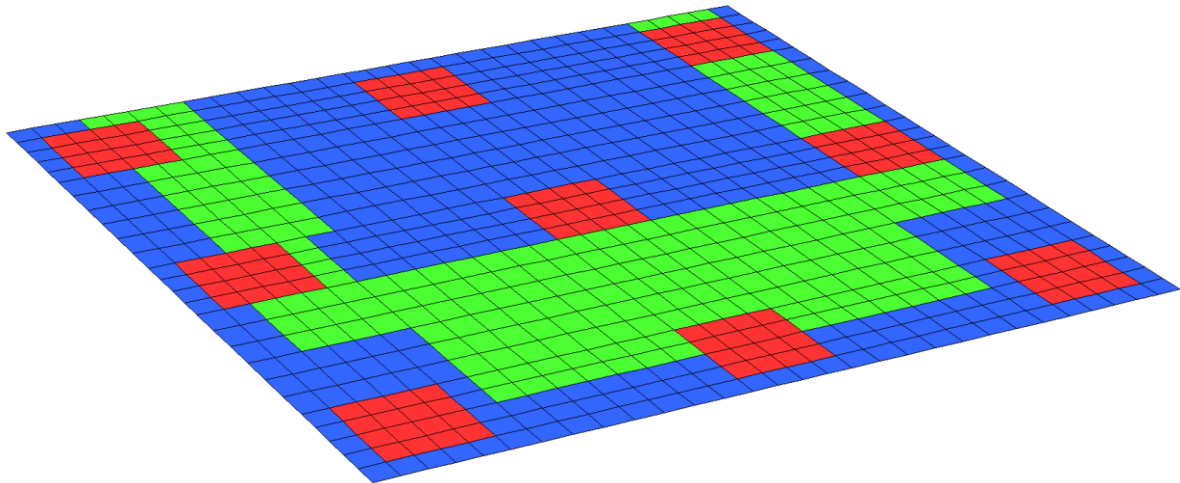
11 ANALISI PLATEA SPALLE

A favore di sicurezza, le analisi saranno svolte modellando la spalla 2, che presenta le condizioni di carico più gravose per le fondazioni.

11.1 Geometria

La geometria della platea è la medesima descritta al §10.1, al quale si rimanda per maggiori dettagli.

11.2 Modello di calcolo



Per l'analisi della platea delle spalle è stato realizzato un modello a piastra. Tale modello è stato vincolato con degli appoggi in corrispondenza dei muri d'ala (in verde) e caricato con le azioni risultanti sui pali (in rosso) dalle analisi precedenti.

11.3 Sollecitazioni sulla platea

Nel seguito sono riportati i risultati delle analisi sulla platea e oggetto di verifica di resistenza. Si trascurano le zone nodali caratterizzate dalla compenetrazione degli elementi e da resistenze maggiori. Si riportano i risultati in termini di valore assoluto in quanto si prevede di disporre un'armatura di estradosso e intradosso simmetrica.

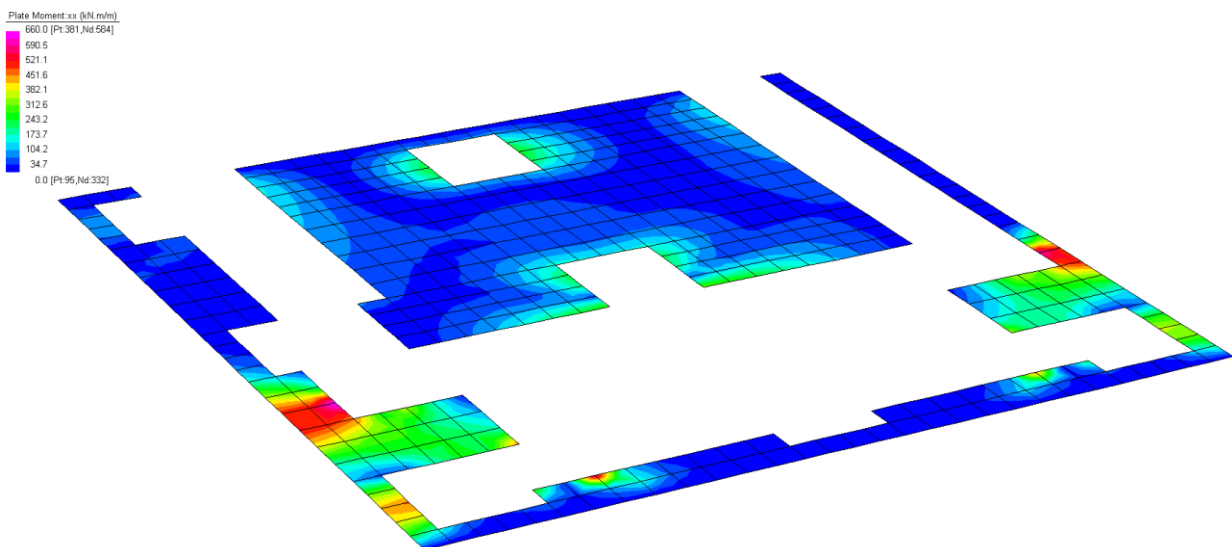


Figura 29: Spalla – involucro SLU M_{xx}

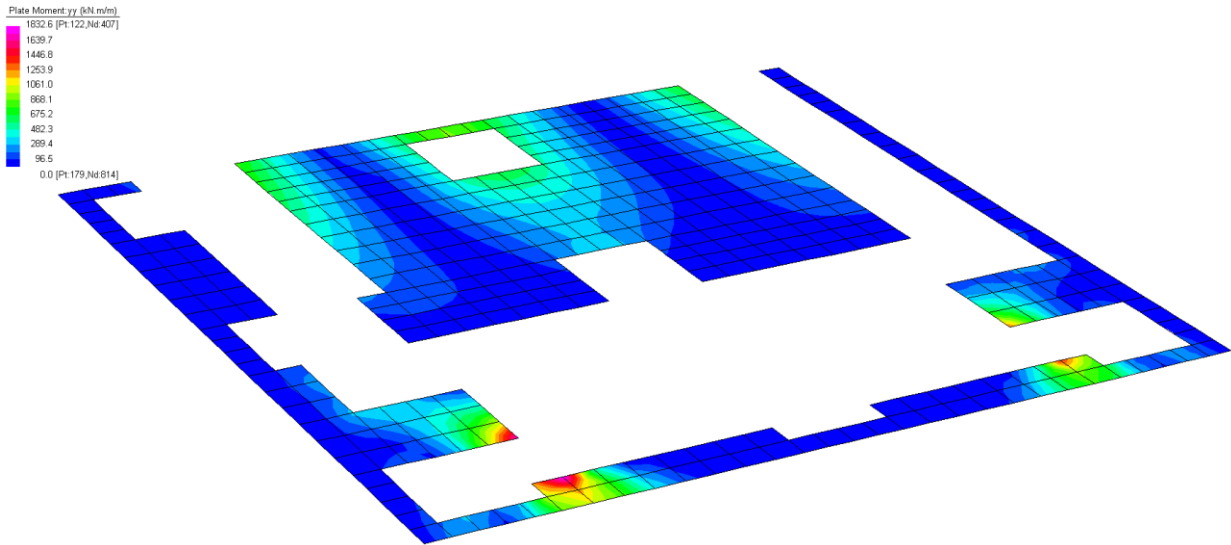


Figura 30: Spalla – involucro SLU M_{yy}

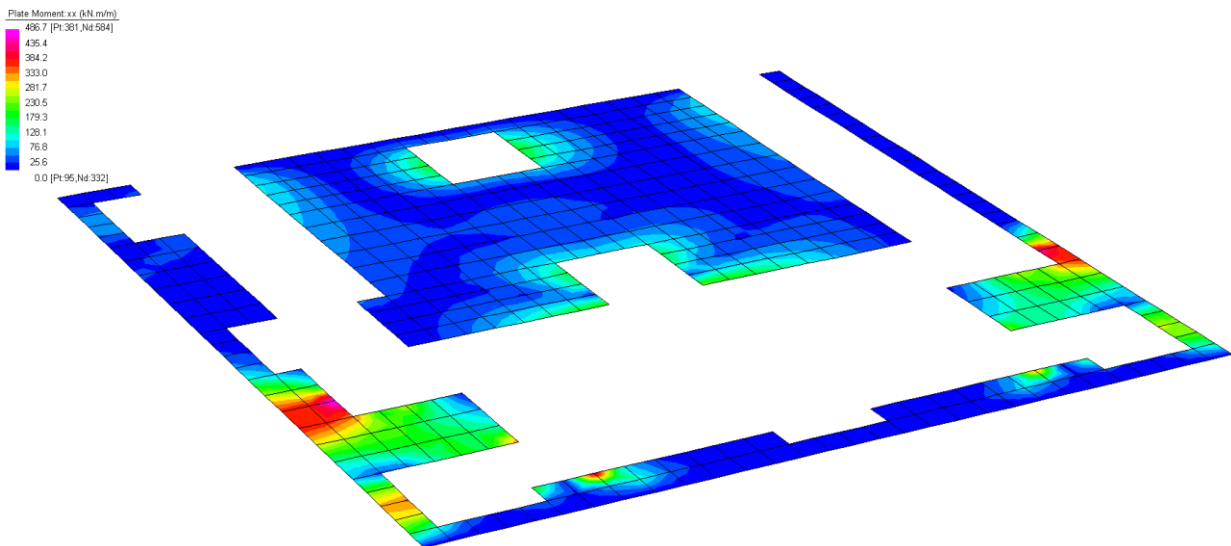


Figura 31: Spalla – involucro SLE M_{xx}

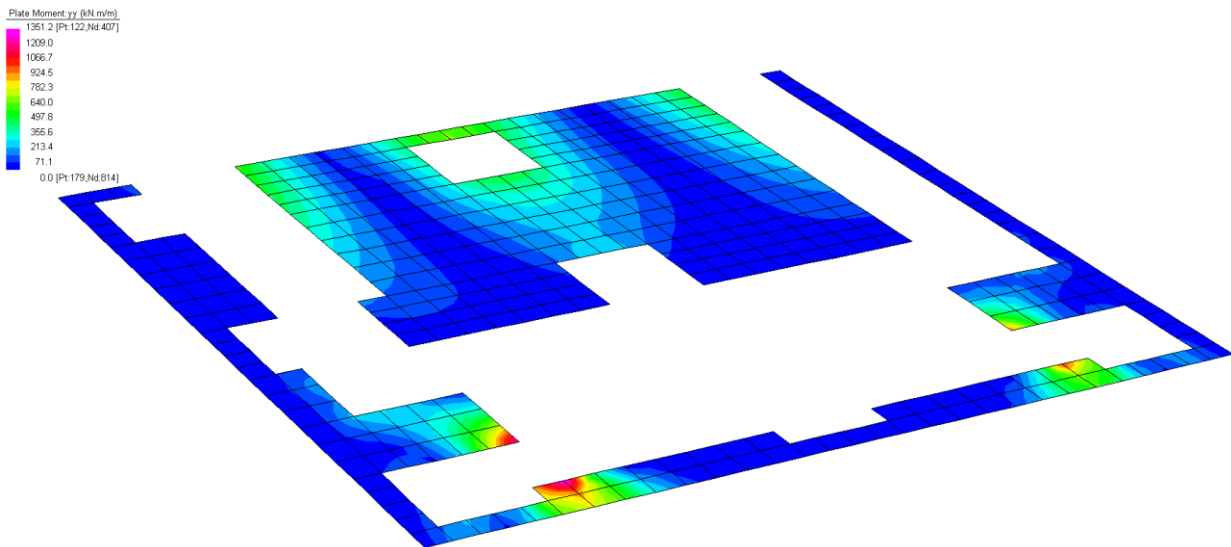


Figura 32: Spalla – involucro SLE M_{yy}

11.4 Verifiche strutturali

Per le verifiche di resistenza si considera un sezione rettangolare di dimensione BxH pari a 1.00x1.50m e armata nel modo seguente:

Armatura estradosso	10Ø26
Armatura intradosso	10Ø26
Armatura a punzonamento (solo pali di spigolo)	35Ø26/palo
Incidenza	≈ 130kg/m ³

11.4.1 Verifica a presso/tenso flessione

Nome sezione:	platea spalla	
Tipo sezione	Rettangolare	
Base	100.0	[cm]
Altezza	150.0	[cm]

Caratteristiche geometriche

Area sezione	15000.00	[cmq]
Inerzia in direzione X	12500000.0	[cm ⁴]
Inerzia in direzione Y	28125000.0	[cm ⁴]
Inerzia in direzione XY	0.0	[cm ⁴]
Ascissa baricentro sezione	X _G = 50.00	[cm]
Ordinata baricentro sezione	Y _G = 75.00	[cm]

Elenco ferri

Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine

N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
d	Diametro ferro espresso in [mm]
ω	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	94.70	143.10	26	5.31
2	84.77	143.10	26	5.31
3	74.83	143.10	26	5.31
4	64.90	143.10	26	5.31
5	54.97	143.10	26	5.31
6	45.03	143.10	26	5.31
7	35.10	143.10	26	5.31
8	25.17	143.10	26	5.31
9	15.23	143.10	26	5.31
10	5.30	143.10	26	5.31
11	5.30	6.90	26	5.31
12	15.23	6.90	26	5.31
13	25.17	6.90	26	5.31
14	35.10	6.90	26	5.31
15	45.03	6.90	26	5.31
16	54.97	6.90	26	5.31
17	64.90	6.90	26	5.31
18	74.83	6.90	26	5.31
19	84.77	6.90	26	5.31
20	94.70	6.90	26	5.31

Materiale impiegato : Calcestruzzo armato

Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	40.000	[MPa]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15.00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	1.00	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450.000	[MPa]
Tensione snervamento acciaio	450.000	[MPa]
Modulo elastico E	205942.924	[MPa]
Fattore di incrudimento acciaio	1.00	

Combinazioni

PO.02 – Relazione di calcolo sottostrutture

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzo normale espresso in [kN]
M _Y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M _X	momento lungo X espresso in [kNm]
M _t	momento torcente espresso in [kNm]
T _Y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T _X	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M _Y	M _X	M _t	T _Y	T _X	VD	VT
1	0.0000	1832.6000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	0.0000	1351.2000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
3	0.0000	1351.2000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP
4	0.0000	1351.2000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF

Risultati analisi

Caratteristiche asse neutro

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
Xc	posizione asse neutro espresso in [cm]
α	inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]
(xi; yi) - (xf; yf)	Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	Xc	α	(xi; yi)	(xf; yf)
2	35.48	0.00	(0.00; 114.52)	(100.00; 114.52)
3	35.48	0.00	(0.00; 114.52)	(100.00; 114.52)
4	35.48	0.00	(0.00; 114.52)	(100.00; 114.52)

Risultati tensionali

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
σ _{c-max}	Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [MPa]
σ _{c-min}	Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [MPa]
σ _{f-max}	Tensione massima nel ferro espresso in [MPa]
σ _{f-min}	Tensione minima nel ferro espresso in [MPa]
τ _c	Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [MPa]

N°	σ _{c-max}	σ _{c-min}	τ _c	σ _{f-max}	σ _{f-min}
2	4.219	0.000	0.000	50.979	-191.955
3	4.219	0.000	0.000	50.979	-191.955
4	4.219	0.000	0.000	50.979	-191.955

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N _u	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
M _{Xu}	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
M _{Yu}	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

Combinazione n° 1

N _u	M _{Xu}	M _{Yu}	FS
0.0000	0.0000	<u>2850.2840</u>	1.56

Risultati fessurazione

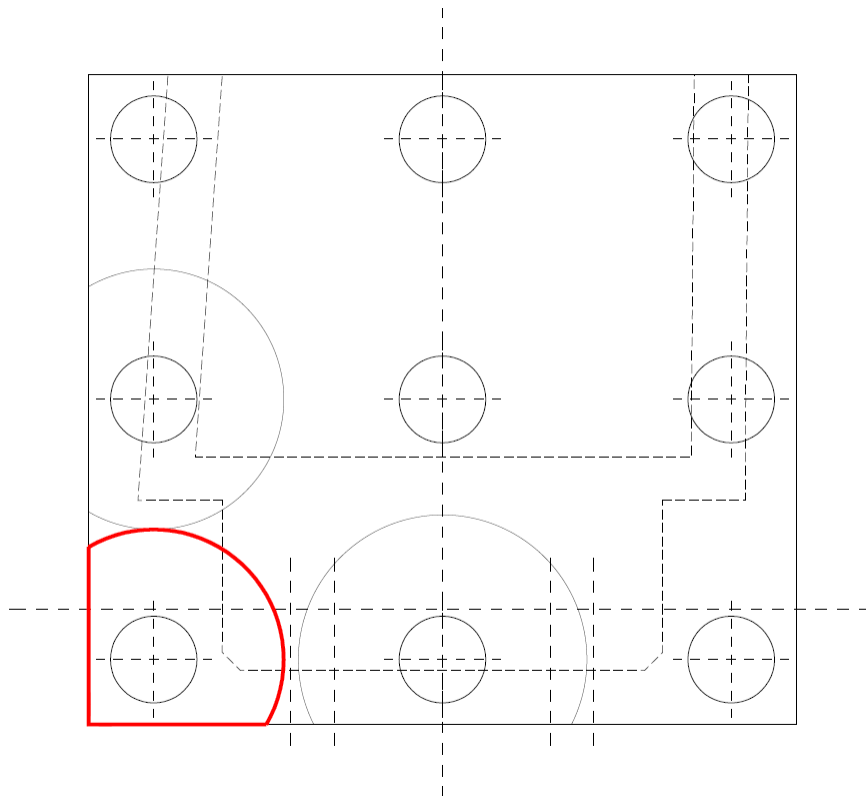
Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
M _X	Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]
M _Y	Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]
σ _f	Tensione nell'acciaio, espressa in [MPa]
σ _c	Tensione nel calcestruzzo, espressa in [MPa]
A _{eff}	Area efficace a trazione, espressa in [cm ²]
ε	Deformazione media acciaio teso, espressa in [°]
S _{rm}	Distanza media tra le fessure, espresso in [mm]
w	Ampiezza delle fessure, espressa in [mm]

N°	M _X	M _Y	σ _f	σ _c	A _{eff}	ε	S _{rm}	w
3	0.0000	1036.8575	-147.299	-10.450	1725.00	0.0700	323	0.1561
4	0.0000	1036.8575	-147.299	-10.450	1725.00	0.0700	323	0.1561

11.4.2 Verifica a punzonamento

Con riferimento alla Figura 6, si utilizza il perimetro relativo all'area di carico circolare. Considerando un palo in corrispondenza dello spigolo e l'interasse tra i pali si realizza lo schema indicato nel seguito (perimetro in rosso).



$$u_0 = \Phi \cdot \pi = 1200\text{mm} \cdot \pi = 3769.9\text{mm}$$

$$u_1 = 4712.4\text{mm}$$

$$V_{Ed} = 5858.7\text{kN}$$

NOME: SPALLA		CALCOLO PUNZONAMENTO - UNI ENV 1992-1-1 (Gen 1993)						
GEOMETRIA E MATERIALI								
R_{ck} [MPa]	f_{ck} [MPa]	u_0 [mm]	d_x [mm]	d_y [mm]	A_{sx} [mm ²]	A_{sy} [mm ²]		γ_c
40.00	33.20	3769.9	1431.0	1410.0	5309.3	2010.6		1.50
V_{min} [MPa]	k [-]	β	d [mm]		ρ_{1x} [%]	ρ_{1y} [%]	ρ_1 [%]	
0.33	1.38	1.50	1420.46		0.37%	0.14%	0.23%	
ARMATURA A PUNZONAMENTO								
f_{ywd} [MPa]	nb	ϕ [mm]	A_{sw} [mm ²]	α [°]	u_1 [mm]			
391.30	35	26	18582.52	90	4712.1			
VERIFICHE								
V_{Ed} =	5858.70 kN							
V_{Ed} =	1.31 MPa	<	$V_{Rd,c}$ =	0.33 MPa	Occorre armatura a punzonamento			
V_{Ed} =	1.31 MPa	<	$V_{Rd,cs}$ =	1.33 MPa	OK			
V_{Ed} =	1.64 MPa	<	$V_{Rd,max}$ =	4.70 MPa	OK			

12 ANALISI ELEVAZIONI SPALLE

12.1 Geometria

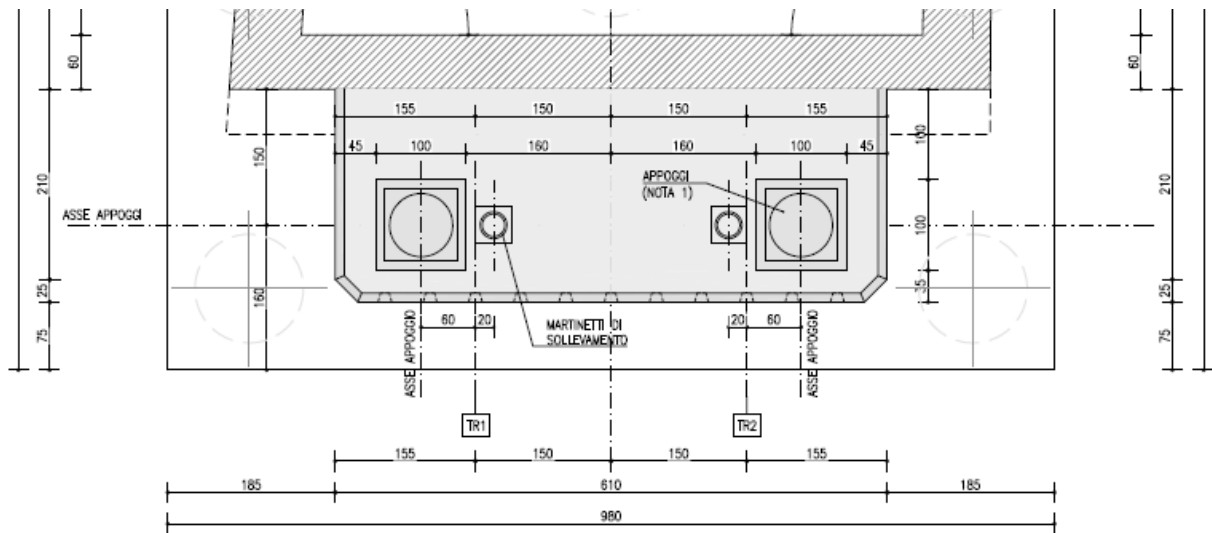


Figura 33: Elevazioni spalle – geometria pianta

12.2 Sollecitazioni alla base dell'elevazione appoggi

Nella tabella seguente sono riportate le sollecitazioni relative a ciascuna combinazione di interesse. Per ulteriori approfondimenti si vedano i relativi allegati di calcolo.

	N [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
SLU – N_{MAX}	24980.1	6877.8	640.1	147.5	14664.3	59473.2
SLU – N_{MIN}	13417.3	2003.3	-1180.4	-154.2	-3610.5	61800.0
SLU – M_{MAX}	21846.3	3756.7	-646.8	-126.2	7010.7	80857.7
SLU – V_{MAX}	24980.1	6877.8	640.1	147.5	14664.3	59473.2
SLE	16145.3	2807.0	-431.0	-82.5	5323.2	59750.2

12.3 Verifiche strutturali

Per le verifiche di resistenza si considera un sezione rettangolare con spigoli smussati di 0.25m a 45° di dimensione pari 5.90x2.25m armata nel modo seguente:

Armatura a flessione	(1 + 1)Ø24/10
Armatura a taglio	Ø14/10
Incidenza	≈ 70kg/m ³
Incidenza muri d'ala	≈ 170kg/m ³

Nome sezione:	elevazione appoggio
Tipo sezione	Sezione generica
Dimensione massima direzione X	590.0 [cm]
Dimensione massima direzione Y	225.0 [cm]

Coordinate dei vertici :

Nr. poligono	Nr. vertici	X[cm]	Y[cm]
1	1	0.00	0.00
2	2	590.00	0.00
3	3	590.00	206.00
4	4	571.00	225.00
5	5	19.00	225.00
6	6	0.00	206.00

Caratteristiche geometriche

PO.02 – Relazione di calcolo sottostrutture

55

RTP di progettazione:

Mandataria:

Mandanti:

Area sezione	132389.00 [cmq]	
Inerzia in direzione X	3820767441.5	[cm^4]
Inerzia in direzione Y	555951765.8	[cm^4]
Inerzia in direzione XY	0.0	[cm^4]
Ascissa baricentro sezione	X _G = 295.00	[cm]
Ordinata baricentro sezione	Y _G = 112.21	[cm]

Elenco ferri

Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine

N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
d	Diametro ferro espresso in [mm]
ω	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	564.40	218.40	24	4.52
2	554.42	218.40	24	4.52
3	544.44	218.40	24	4.52
4	534.47	218.40	24	4.52
5	524.49	218.40	24	4.52
6	514.51	218.40	24	4.52
7	504.53	218.40	24	4.52
8	494.56	218.40	24	4.52
9	484.58	218.40	24	4.52
10	474.60	218.40	24	4.52
11	464.62	218.40	24	4.52
12	454.64	218.40	24	4.52
13	444.67	218.40	24	4.52
14	434.69	218.40	24	4.52
15	424.71	218.40	24	4.52
16	414.73	218.40	24	4.52
17	404.76	218.40	24	4.52
18	394.78	218.40	24	4.52
19	384.80	218.40	24	4.52
20	374.82	218.40	24	4.52
21	364.84	218.40	24	4.52
22	354.87	218.40	24	4.52
23	344.89	218.40	24	4.52
24	334.91	218.40	24	4.52
25	324.93	218.40	24	4.52
26	314.96	218.40	24	4.52
27	304.98	218.40	24	4.52
28	295.00	218.40	24	4.52
29	285.02	218.40	24	4.52
30	275.04	218.40	24	4.52
31	265.07	218.40	24	4.52
32	255.09	218.40	24	4.52
33	245.11	218.40	24	4.52
34	235.13	218.40	24	4.52
35	225.16	218.40	24	4.52
36	215.18	218.40	24	4.52
37	205.20	218.40	24	4.52
38	195.22	218.40	24	4.52
39	185.24	218.40	24	4.52
40	175.27	218.40	24	4.52
41	165.29	218.40	24	4.52
42	155.31	218.40	24	4.52
43	145.33	218.40	24	4.52
44	135.36	218.40	24	4.52
45	125.38	218.40	24	4.52
46	115.40	218.40	24	4.52
47	105.42	218.40	24	4.52
48	95.44	218.40	24	4.52
49	85.47	218.40	24	4.52
50	75.49	218.40	24	4.52
51	65.51	218.40	24	4.52
52	55.53	218.40	24	4.52
53	45.56	218.40	24	4.52
54	35.58	218.40	24	4.52
55	25.60	218.40	24	4.52
56	6.60	6.60	24	4.52
57	16.54	6.60	24	4.52
58	26.49	6.60	24	4.52
59	36.43	6.60	24	4.52
60	46.38	6.60	24	4.52
61	56.32	6.60	24	4.52

62	66.27	6.60	24	4.52
63	76.21	6.60	24	4.52
64	86.16	6.60	24	4.52
65	96.10	6.60	24	4.52
66	106.05	6.60	24	4.52
67	115.99	6.60	24	4.52
68	125.94	6.60	24	4.52
69	135.88	6.60	24	4.52
70	145.83	6.60	24	4.52
71	155.77	6.60	24	4.52
72	165.72	6.60	24	4.52
73	175.66	6.60	24	4.52
74	185.61	6.60	24	4.52
75	195.55	6.60	24	4.52
76	205.50	6.60	24	4.52
77	215.44	6.60	24	4.52
78	225.39	6.60	24	4.52
79	235.33	6.60	24	4.52
80	245.28	6.60	24	4.52
81	255.22	6.60	24	4.52
82	265.17	6.60	24	4.52
83	275.11	6.60	24	4.52
84	285.06	6.60	24	4.52
85	295.00	6.60	24	4.52
86	304.94	6.60	24	4.52
87	314.89	6.60	24	4.52
88	324.83	6.60	24	4.52
89	334.78	6.60	24	4.52
90	344.72	6.60	24	4.52
91	354.67	6.60	24	4.52
92	364.61	6.60	24	4.52
93	374.56	6.60	24	4.52
94	384.50	6.60	24	4.52
95	394.45	6.60	24	4.52
96	404.39	6.60	24	4.52
97	414.34	6.60	24	4.52
98	424.28	6.60	24	4.52
99	434.23	6.60	24	4.52
100	444.17	6.60	24	4.52
101	454.12	6.60	24	4.52
102	464.06	6.60	24	4.52
103	474.01	6.60	24	4.52
104	483.95	6.60	24	4.52
105	493.90	6.60	24	4.52
106	503.84	6.60	24	4.52
107	513.79	6.60	24	4.52
108	523.73	6.60	24	4.52
109	533.68	6.60	24	4.52
110	543.62	6.60	24	4.52
111	553.57	6.60	24	4.52
112	563.51	6.60	24	4.52
113	573.46	6.60	24	4.52
114	583.40	6.60	24	4.52
115	6.60	199.40	24	4.52
116	6.60	190.64	24	4.52
117	6.60	181.87	24	4.52
118	6.60	173.11	24	4.52
119	6.60	164.35	24	4.52
120	6.60	155.58	24	4.52
121	6.60	146.82	24	4.52
122	6.60	138.05	24	4.52
123	6.60	129.29	24	4.52
124	6.60	120.53	24	4.52
125	6.60	111.76	24	4.52
126	6.60	103.00	24	4.52
127	6.60	94.24	24	4.52
128	6.60	85.47	24	4.52
129	6.60	76.71	24	4.52
130	6.60	67.95	24	4.52
131	6.60	59.18	24	4.52
132	6.60	50.42	24	4.52
133	6.60	41.65	24	4.52
134	6.60	32.89	24	4.52
135	6.60	24.13	24	4.52
136	6.60	15.36	24	4.52
137	583.40	15.36	24	4.52
138	583.40	24.13	24	4.52

139	583.40	32.89	24	4.52
140	583.40	41.65	24	4.52
141	583.40	50.42	24	4.52
142	583.40	59.18	24	4.52
143	583.40	67.95	24	4.52
144	583.40	76.71	24	4.52
145	583.40	85.47	24	4.52
146	583.40	94.24	24	4.52
147	583.40	103.00	24	4.52
148	583.40	111.76	24	4.52
149	583.40	120.53	24	4.52
150	583.40	129.29	24	4.52
151	583.40	138.05	24	4.52
152	583.40	146.82	24	4.52
153	583.40	155.58	24	4.52
154	583.40	164.35	24	4.52
155	583.40	173.11	24	4.52
156	583.40	181.87	24	4.52
157	583.40	190.64	24	4.52
158	583.40	199.40	24	4.52
159	580.67	206.00	24	4.52
160	577.44	209.22	24	4.52
161	574.22	212.44	24	4.52
162	571.00	215.67	24	4.52
163	19.00	215.67	24	4.52
164	15.78	212.44	24	4.52
165	12.56	209.22	24	4.52
166	9.33	206.00	24	4.52

Materiale impiegato : Calcestruzzo armato

Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	40.000	[MPa]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15.00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	1.00	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450.000	[MPa]
Tensione snervamento acciaio	450.000	[MPa]
Modulo elastico E	205942.924	[MPa]
Fattore di incrudimento acciaio	1.00	

Combinazioni

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzo normale espresso in [kN]
M _y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M _x	momento lungo X espresso in [kNm]
M _t	momento torcente espresso in [kNm]
T _y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T _x	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M _y	M _x	M _t	T _y	T _x	VD	VT
1	36881.1000	12715.7000	68441.7000	-4199.7000	11948.5000	1397.1000	SI	NO
2	18540.5000	-1829.1000	48598.5000	-3869.7000	7174.6000	-1133.5000	SI	NO
3	27641.1000	12572.3000	74671.8000	-4222.6000	11291.1000	1397.1000	SI	NO
4	36881.1000	12715.7000	68441.7000	-4199.7000	11948.5000	1397.1000	SI	NO
5	18519.7000	8516.0000	51152.0000	-2815.1000	7527.4000	931.4000	NO	SLER
6	18519.7000	8516.0000	51152.0000	-2815.1000	7527.4000	931.4000	NO	SLEQP
7	18519.7000	8516.0000	51152.0000	-2815.1000	7527.4000	931.4000	NO	SLEF

Risultati analisi

Caratteristiche asse neutro

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
Xc	posizione asse neutro espresso in [cm]
α	inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]
(xi; yi) - (xf; yf)	Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	Xc	α	(xi; yi)	(xf; yf)
5	247.80	-44.83	(0.00; 443.23)	(60114.67; -59318.67)
6	247.80	-44.83	(0.00; 443.23)	(60114.67; -59318.67)
7	247.80	-44.83	(0.00; 443.23)	(60114.67; -59318.67)

Risultati tensionali

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
σ_{c-max}	Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [MPa]
σ_{c-min}	Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [MPa]
σ_{f-max}	Tensione massima nel ferro espresso in [MPa]
σ_{f-min}	Tensione minima nel ferro espresso in [MPa]
τ_c	Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [MPa]

N°	σ_{c-max}	σ_{c-min}	τ_c	σ_{f-max}	σ_{f-min}
5	8.738	0.000	0.321	127.567	-161.318
6	8.738	0.000	0.321	127.567	-161.318
7	8.738	0.000	0.321	127.567	-161.318

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N_u	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
M_{xu}	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
M_{yu}	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

Combinazione n° 1

N_u	M_{xu}	M_{yu}	FS
103058.3480	191249.4079	35531.9943	2.79
119392.0607	221560.5175	12715.7000	3.24
183812.0082	68441.7000	63373.8786	4.98
245135.8122	68441.7000	12715.7000	6.65
36881.1000	154098.2966	12715.7000	2.25
36881.1000	141700.3892	26326.3425	2.07
36881.1000	68441.7000	56326.9074	4.43

Combinazione n° 2

N_u	M_{xu}	M_{yu}	FS
80282.2308	210436.3957	-7920.1871	4.33
81673.0002	214081.8910	-1829.1000	4.41
243915.0024	48598.5000	-24063.2632	13.16
257220.0366	48598.5000	-1829.1000	13.87
18540.5000	122260.0863	-1829.1000	2.52
18540.5000	121831.2681	-4585.3591	2.51
18540.5000	48598.5000	-45793.9579	25.04

Combinazione n° 3

N_u	M_{xu}	M_{yu}	FS
65080.0013	175812.1363	29601.0398	2.35
75433.3667	203781.5163	12572.3000	2.73
159393.3744	74671.8000	72498.6097	5.77
242217.6174	74671.8000	12572.3000	8.76
27641.1000	137493.7895	12572.3000	1.84
27641.1000	130162.7282	21915.1657	1.74
27641.1000	74671.8000	48216.2513	3.84

Combinazione n° 4

N_u	M_{xu}	M_{yu}	FS
103058.3480	191249.4079	35531.9943	2.79
119392.0607	221560.5175	12715.7000	3.24
183812.0082	68441.7000	63373.8786	4.98
245135.8122	68441.7000	12715.7000	6.65
36881.1000	154098.2966	12715.7000	2.25
36881.1000	141700.3892	26326.3425	2.07
36881.1000	68441.7000	56326.9074	4.43

Risultati taglio

Simbologia adottata

N°	indice della combinazione
Dir	Direzione di azione del taglio
V_{Rd}	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura trasversali a taglio, espresso in [kN]
V_{Rcd}	Resistenza di calcolo a "taglio compressione", espresso in [kN]
V_{Rsd}	resistenza di calcolo a "taglio trazione", espresso in [kN]
nb	Numero bracci staffe

Diametro e passo staffe, riportate nell'ultima colonna, sono i più cautelativi ottenuti dalla verifica a taglio nelle due direzioni.

N°	Dir	T	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}	nb	Diametro e passo staffe
1	X	1397.1000	--	43883.7505	6017.6388	2	φ14.00 - 10.00 [cm]
1	Y	11948.5000	--	44250.6210	15911.5043	2	φ14.00 - 10.00 [cm]
2	X	-1133.5000	--	41075.7414	6017.6388	2	φ14.00 - 10.00 [cm]
2	Y	7174.6000	--	41419.1368	15911.5043	2	φ14.00 - 10.00 [cm]
3	X	1397.1000	--	42469.0746	6017.6388	2	φ14.00 - 10.00 [cm]
3	Y	11291.1000	--	42824.1184	15911.5043	2	φ14.00 - 10.00 [cm]
4	X	1397.1000	--	43883.7505	6017.6388	2	φ14.00 - 10.00 [cm]
4	Y	11948.5000	--	44250.6210	15911.5043	2	φ14.00 - 10.00 [cm]

Risultati fessurazione

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
M _x	Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]
M _y	Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]
σ _f	Tensione nell'acciaio, espressa in [MPa]
σ _c	Tensione nel calcestruzzo, espressa in [MPa]
A _{eff}	Area efficace a trazione, espressa in [cmq]
ε	Deformazione media acciaio teso, espressa in [°]
S _{rm}	Distanza media tra le fessure, espresso in [mm]
w	Ampiezza delle fessure, espressa in [mm]

N°	M _x	M _y	σ _f	σ _c	A _{eff}	ε	S _{rm}	w
6	30640.6565	5101.1853	-96.632	-6.639	102083.72	0.0470	1195	0.1618
7	30640.6565	5101.1853	-96.632	-6.639	102083.72	0.0470	1195	0.1618

13 ALLEGATI DI CALCOLO

13.1 Spalle: allegati **GROUP v2016**

GROUP for Windows, Version 2016.10.11
 Serial Number : 197566553
 Analysis of A Group of Piles
 Subjected to Axial and Lateral Loading
 (c) Copyright ENSOFT, Inc., 1987-2015
 All Rights Reserved

This program is licensed to :

Errevia S.R.L.
 Trezzano S/N, Italy

Path to file locations : W:\INCARICHI\801-899\877 - ANAS AQ.Toscana\01.E78\DOC.PRODOTTA\DI LAVORO\STRUTTURE\CALCOU\10_viadotto Rampa Fa-Si (VI10)\02_spalla 2\
 Name of input data file : spalla 2 - 3x3_R00_gp10r
 Name of output echo file : spalla 2 - 3x3_R00_gp10e
 Name of output results file : spalla 2 - 3x3_R00_gp10o
 Name of output summary file : spalla 2 - 3x3_R00_gp10t
 Name of plot output file : spalla 2 - 3x3_R00_gp10p
 Name of runtime file : spalla 2 - 3x3_R00_gp10r

Time and Date of Analysis

Date: November 02, 2020 Time: 18:27:07

***** INPUT INFORMATION *****

New Group

ANALYSIS TYPE = 3D ANALYSIS

ADJUST DEPTH FOR BATTER PILES

GENERATE LOAD-DISP (AND T-R) CURVES BASED ON SOIL PROFILE

EXTEND INTERPOLATION FOR L-DP (AND T-R) CURVES

UNITS SYSTEM = METR

* TABLE B * PILE CAP OPTIONS

1agina p

LENGTH,YY (M) = 9.000
 WIDTH,ZZ (M) = 9.000
 THICKNESS,XX (M) = 1.500

* PILE CAP DIMENSIONS ARE NOT CONSIDERED FOR THE PILE GROUP ANALYSIS

* TABLE C * LOAD AND CONTROL PARAMETERS

** LOAD CASES **

NUMBER OF LOAD CASES : 6

LOAD CASE : 1
 CASE NAME : R statico MAX
 LOAD TYPE : Dead, DL
 SCALE FACTOR : 1.0000

* CONCENTRATED LOADS *

NL	VERTLOAD	HR.LOAD Y	HR.LOAD Z	MOMENT X	MOMENT Y	MOMENT Z	COORD X	COORD Y	COORD Z
KN	KN	KN	KN-M	KN-M	KN-M	M	M	M	M
1	1.17E+03	8.04E+02	6.40E+02	0.00	0.00	0.00	-8.00	2.90	-2.10
2	6.05E+03	7.57E+02	0.00	0.00	0.00	0.00	-8.00	2.90	2.10
3	4.10E+03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	1.78E+04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.52	-1.45E-02	
5	0.00	5.32E+03	0.00	0.00	0.00	0.00	-3.49	0.80	1.03E-02

* EQUIVALENT CONCENTRATED LOAD AT ORIGIN *

VER.LOAD X, KN	HOR.LOAD Y, KN	HOR.LOAD Z, KN
29080.7	6877.79	640.050

MOMENT X, KN-M	MOMENT Y, KN-M	MOMENT Z, KN-M
1900.51	15112.5	-24993.6

* THE LOADING IS STATIC *

* CONTROL PARAMETERS *

TOLERANCE ON CONVERGENCE OF PILE CAP MOVEMENT = 1.00000E-04
 TOLERANCE ON DETERMINATION OF PILE DEFLECTIONS = 1.00000E-04 M
 MAX NO OF ITERATIONS ALLOWED FOR FOUNDATION ANALYSIS = 100
 MAXIMUM NO OF ITERATIONS ALLOWED FOR PILE ANALYSIS = 100
 FACTOR TO APPLY THE LOAD IN INCREMENTS = 1.0000
 MINIMUM FACTOR FOR LOAD INCREMENTS = 1.0000
 PRINT RESULTS ONLY AT PILE CAP

LOAD CASE : 2
 CASE NAME : R statico MIN
 LOAD TYPE : Dead, DL

2agina p

SCALE FACTOR : 1.0000

* CONCENTRATED LOADS *

NL	VERTLOAD	HR.LOAD Y	HR.LOAD Z	MOMENT X	MOMENT Y	MOMENT Z	COORD X	COORD Y	COORD Z
KN	KN	KN	KN-M	KN-M	KN-M	M	M	M	M
1	-5.84E+02	-7.28E+02	-6.47E+02	0.00	0.00	0.00	-8.00	2.90	-2.10
2	4.66E+03	-8.33E+02	0.00	0.00	0.00	0.00	-8.00	2.90	2.10
3	4.10E+03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	1.78E+04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.52	-1.45E-02	
5	0.00	5.32E+03	0.00	0.00	0.00	0.00	-3.49	0.80	1.03E-02

* EQUIVALENT CONCENTRATED LOAD AT ORIGIN *

VER.LOAD X, KN	HOR.LOAD Y, KN	HOR.LOAD Z, KN
25946.9	3756.71	-646.800

MOMENT X, KN-M	MOMENT Y, KN-M	MOMENT Z, KN-M
-1709.26	5583.81	9063.11

* THE LOADING IS STATIC *

* CONTROL PARAMETERS *

TOLERANCE ON CONVERGENCE OF PILE CAP MOVEMENT = 1.00000E-04
 TOLERANCE ON DETERMINATION OF PILE DEFLECTIONS = 1.00000E-04 M
 MAX NO OF ITERATIONS ALLOWED FOR FOUNDATION ANALYSIS = 100
 MAXIMUM NO OF ITERATIONS ALLOWED FOR PILE ANALYSIS = 100
 FACTOR TO APPLY THE LOAD IN INCREMENTS = 1.0000
 MINIMUM FACTOR FOR LOAD INCREMENTS = 1.0000
 PRINT RESULTS ONLY AT PILE CAP

LOAD CASE : 3
 CASE NAME : R sismico MAX
 LOAD TYPE : Dead, DL
 SCALE FACTOR : 1.0000

* CONCENTRATED LOADS *

NL	VERTLOAD	HR.LOAD Y	HR.LOAD Z	MOMENT X	MOMENT Y	MOMENT Z	COORD X	COORD Y	COORD Z
KN	KN	KN	KN-M	KN-M	KN-M	M	M	M	M
1	9.46E+02	7.99E+02	1.19E+03	0.00	0.00	0.00	-8.00	2.90	-2.10
2	3.05E+03	9.57E+02	0.00	0.00	0.00	0.00	-8.00	2.90	2.10
3	3.04E+03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	1.39E+04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.52	-1.45E-02	
5	0.00	3.76E+03	0.00	0.00	0.00	0.00	-3.49	0.80	1.03E-02

* EQUIVALENT CONCENTRATED LOAD AT ORIGIN *

VER.LOAD X, KN	HOR.LOAD Y, KN	HOR.LOAD Z, KN
20942.9	5515.36	1188.40

MOMENT X, KN-M	MOMENT Y, KN-M	MOMENT Z, KN-M
3074.52	13715.2	-17632.0

3agina p

* THE LOADING IS STATIC *

* CONTROL PARAMETERS *

TOLERANCE ON CONVERGENCE OF PILE CAP MOVEMENT = 1.00000E-04
 TOLERANCE ON DETERMINATION OF PILE DEFLECTIONS = 1.00000E-04 M
 MAX NO OF ITERATIONS ALLOWED FOR FOUNDATION ANALYSIS = 100
 MAXIMUM NO OF ITERATIONS ALLOWED FOR PILE ANALYSIS = 100
 FACTOR TO APPLY THE LOAD IN INCREMENTS = 1.0000
 MINIMUM FACTOR FOR LOAD INCREMENTS = 1.0000
 PRINT RESULTS ONLY AT PILE CAP

LOAD CASE : 4

CASE NAME : R sismico MIN
 LOAD TYPE : Dead, DL
 SCALE FACTOR : 1.0000

* CONCENTRATED LOADS *

NL	VERTLOAD	HR.LOAD Y	HR.LOAD Z	MOMENT X	MOMENT Y	MOMENT Z	COORD X	COORD Y	COORD Z
KN	KN	KN	KN-M	KN-M	KN-M	M	M	M	M
1	-4.38E+02	-7.99E+02	-1.18E+03	0.00	0.00	0.00	-8.00	2.90	-2.10
2	1.44E+03	-9.57E+02	0.00	0.00	0.00	0.00	-8.00	2.90	2.10
3	3.04E+03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	1.24E+04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.52	-1.45E-02	
5	0.00	3.76E+03	0.00	0.00	0.00	0.00	-3.49	0.80	1.03E-02

* EQUIVALENT CONCENTRATED LOAD AT ORIGIN *

VER.LOAD X, KN	HOR.LOAD Y, KN	HOR.LOAD Z, KN
16454.8	2003.34	-1180.40

MOMENT X, KN-M	MOMENT Y, KN-M	MOMENT Z, KN-M
-3128.76	-5670.75	16838.6

* THE LOADING IS STATIC *

* CONTROL PARAMETERS *

TOLERANCE ON CONVERGENCE OF PILE CAP MOVEMENT = 1.00000E-04
 TOLERANCE ON DETERMINATION OF PILE DEFLECTIONS = 1.00000E-04 M
 MAX NO OF ITERATIONS ALLOWED FOR FOUNDATION ANALYSIS = 100
 MAXIMUM NO OF ITERATIONS ALLOWED FOR PILE ANALYSIS = 100
 FACTOR TO APPLY THE LOAD IN INCREMENTS = 1.0000
 MINIMUM FACTOR FOR LOAD INCREMENTS = 1.0000
 PRINT RESULTS ONLY AT PILE CAP

LOAD CASE : 5

CASE NAME : SLE statico MAX
 LOAD TYPE : Dead, DL
 SCALE FACTOR : 1.0000

* CONCENTRATED LOADS *

NL	VERTLOAD	HR.LOAD Y	HR.LOAD Z	MOMENT X	MOMENT Y	MOMENT Z	COORD X	COORD Y	COORD Z
KN	KN	KN	KN-M	KN-M	KN-M	M	M	M	M

4agina p

GROUP for Windows, Version 2016.10.11

Serial Number : 197566553

Analysis of A Group of Piles
Subjected to Axial and Lateral Loading

(c) Copyright ENSOFT, Inc., 1987-2015
All Rights Reserved

Time and Date of Analysis

Date: November 02, 2020 Time: 18:27:07

***** COMPUTATION RESULTS *****

New Group

***** LOAD CASES RESULTS *****

LOAD CASE : 1
CASE NAME : R statico MAX
LOAD TYPE : Dead, DL

* TABLE L * COMPUTATION ON PILE CAP

* EQUIVALENT CONCENTRATED LOAD AT ORIGIN *

VERT. LOAD, KN HOR. LOAD Y, KN HOR. LOAD Z, KN
29080.7 6877.79 640.050

MOMENT X, KN- M MOMENT Y, KN- M MOMENT Z, KN- M
1900.51 15112.5 -24993.6

* DISPLACEMENT OF GROUPED PILE FOUNDATION AT ORIGIN *

VERTICAL, M HORIZONTAL Y, M HORIZONTAL Z, M

1agina p

2.27749E-03 8.47805E-03 1.14990E-03

ANGLE ROT. X,RAD ANGLE ROT. Y,RAD ANGLE ROT. Z,RAD
1.20958E-04 1.57045E-04 -4.20723E-04

THE GLOBAL STRUCTURAL COORDINATE SYSTEM

* PILE TOP DISPLACEMENTS *

Table with 8 columns: PILE GROUP, DISP. X, M, DISP. Y, M, DISP. Z, M, ROT. X,RAD, ROT. Y,RAD, ROT. Z,RAD. Rows 1-9 showing displacement values.

Table with 8 columns: MINIMUM, PILE N., MAXIMUM, PILE N. showing minimum and maximum values for each pile.

* PILE TOP REACTIONS *

Table with 8 columns: PILE GROUP, FOR. X, KN, FOR. Y, KN, FOR. Z, KN, MOM X, KN- M, MOM Y, KN- M, MOM Z, KN- M. Rows 1-9 showing reaction values.

Table with 8 columns: MINIMUM, PILE N., MAXIMUM, PILE N. showing minimum and maximum values for each pile.

THE PILE COORDINATE SYSTEM (LOCAL AXES)

* PILE TOP DISPLACEMENTS *

Table with 8 columns: PILE GROUP, DISP. X, M, DISP. Y, M, DISP. Z, M, ROT. X,RAD, ROT. Y,RAD, ROT. Z,RAD. Rows 1-5 showing displacement values.

2agina p

Table with 8 columns: PILE GROUP, DISP. X, M, DISP. Y, M, DISP. Z, M, ROT. X,RAD, ROT. Y,RAD, ROT. Z,RAD. Rows 6-9 showing displacement values.

Table with 8 columns: MINIMUM, PILE N., MAXIMUM, PILE N. showing minimum and maximum values for each pile.

* PILE TOP REACTIONS *

PILE GROUP AXIAL, KN LAT. Y, KN LAT. Z, KN MOM X, KN- M MOM Y, KN- M MOM Z, KN- M

Table with 8 columns: PILE GROUP, AXIAL, KN, LAT. Y, KN, LAT. Z, KN, MOM X, KN- M, MOM Y, KN- M, MOM Z, KN- M. Rows 1-9 showing reaction values.

Table with 8 columns: MINIMUM, PILE N., MAXIMUM, PILE N. showing minimum and maximum values for each pile.

PILE GROUP STRESS, KN/M**2

Table with 12 columns: PILE GROUP, y-DIR, z-DIR, KN-M, KN-M, KN-M, y-DIR, z-DIR, KN-M, KN-M, KN-M, KN-M**2. Rows 1-9 showing stress values.

MINIMUM 1.3316E+04

MAXIMUM 1.7123E+04

PILE N. 9

* EFFECTS FOR LATERALLY LOADED PILE *

* MINIMUM VALUES AND LOCATIONS *

Table with 12 columns: PILE, DISPL., DISPL., MOMENT, MOMENT, SHEAR, SHEAR, SOIL REACT, SOIL REACT, TOTAL, FLEX. RIG. Rows 1-6 showing stress and reaction values.

3agina p

Table with 12 columns: PILE GROUP, DISP. X, M, DISP. Y, M, DISP. Z, M, ROT. X,RAD, ROT. Y,RAD, ROT. Z,RAD. Rows 3.2009E+06, 4, 5 showing displacement values.

Table with 12 columns: MIN., PILE N., MAX., PILE N. showing minimum and maximum values for each pile.

Table with 12 columns: PILE GROUP, DISP. X, M, DISP. Y, M, DISP. Z, M, ROT. X,RAD, ROT. Y,RAD, ROT. Z,RAD. Rows 3.2009E+06, 8 showing displacement values.

Table with 12 columns: MIN., PILE N., MAX., PILE N. showing minimum and maximum values for each pile.

Table with 12 columns: MIN., PILE N., MAX., PILE N. showing minimum and maximum values for each pile.

* MAXIMUM VALUES AND LOCATIONS *

Table with 12 columns: PILE, DISPL., DISPL., MOMENT, MOMENT, SHEAR, SHEAR, SOIL REACT, SOIL REACT, TOTAL, FLEX. RIG. Rows 1-3 showing stress and reaction values.

Table with 12 columns: PILE GROUP, DISP. X, M, DISP. Y, M, DISP. Z, M, ROT. X,RAD, ROT. Y,RAD, ROT. Z,RAD. Rows 3.2009E+06, 1 showing displacement values.

Table with 12 columns: MIN., PILE N., MAX., PILE N. showing minimum and maximum values for each pile.

Table with 12 columns: PILE GROUP, DISP. X, M, DISP. Y, M, DISP. Z, M, ROT. X,RAD, ROT. Y,RAD, ROT. Z,RAD. Rows 3.2009E+06, 4 showing displacement values.

Table with 12 columns: MIN., PILE N., MAX., PILE N. showing minimum and maximum values for each pile.

Table with 12 columns: PILE GROUP, DISP. X, M, DISP. Y, M, DISP. Z, M, ROT. X,RAD, ROT. Y,RAD, ROT. Z,RAD. Rows 3.2009E+06, 7 showing displacement values.

4agina p

V110 - allegati spalla 2.txt
3.2009E+06
x (M) 0.0000 0.0000 7.0400 6.7200 0.0000 0.0000 7.0400 7.0400 0.0000 0.0000 0.0000
Max. 8.9135E-03 1.5853E-03 927.22 155.72 802.71 118.92 244.66 31.388 1.7123E+04 3.2009E+06
Pile N. 3 7 9 7 3 7 4 7 9 1 1
LOAD CASE : 2
CASE NAME : R statico MIN
LOAD TYPE : Dead, DL
* TABLE L * COMPUTATION ON PILE CAP
* EQUIVALENT CONCENTRATED LOAD AT ORIGIN *
VERT. LOAD, KN HOR. LOAD Y, KN HOR. LOAD Z, KN
25946.9 3756.71 -646.800
MOMENT X, KN-M MOMENT Y, KN-M MOMENT Z, KN-M
-1709.26 5583.81 9063.11
* DISPLACEMENT OF GROUPED PILE FOUNDATION AT ORIGIN *
VERTICAL, M HORIZONTAL Y, M HORIZONTAL Z, M
1.98273E-03 3.83964E-03 -5.49419E-04
ANGLE ROT. X,RAD ANGLE ROT. Y,RAD ANGLE ROT. Z,RAD
-9.37218E-05 3.31094E-05 -2.13954E-05
THE GLOBAL STRUCTURAL COORDINATE SYSTEM
* PILE TOP DISPLACEMENTS *
PILE GROUP DISP. X, M DISP. Y, M DISP. Z, M ROT. X,RAD ROT. Y,RAD ROT. Z,RAD
1 2.0249E-03 4.1770E-03 -2.1202E-04 -9.3722E-05 3.3109E-05 -2.1395E-05
2 1.9057E-03 3.8396E-03 -2.1202E-04 -9.3722E-05 3.3109E-05 -2.1395E-05
3 1.7865E-03 3.5023E-03 -2.1202E-04 -9.3722E-05 3.3109E-05 -2.1395E-05
4 2.1019E-03 4.1770E-03 -5.4942E-04 -9.3722E-05 3.3109E-05 -2.1395E-05
5 1.9827E-03 3.8396E-03 -5.4942E-04 -9.3722E-05 3.3109E-05 -2.1395E-05
6 1.8635E-03 3.5023E-03 -5.4942E-04 -9.3722E-05 3.3109E-05 -2.1395E-05
7 2.1789E-03 4.1770E-03 -8.8682E-04 -9.3722E-05 3.3109E-05 -2.1395E-05
8 2.0598E-03 3.8396E-03 -8.8682E-04 -9.3722E-05 3.3109E-05 -2.1395E-05
9 1.9406E-03 3.5023E-03 -8.8682E-04 -9.3722E-05 3.3109E-05 -2.1395E-05
MINIMUM 1.7865E-03 3.5023E-03 -8.8682E-04 -9.3722E-05 3.3109E-05 -2.1395E-05
Pile N. 3 3 7 1 1 1
MAXIMUM 2.1789E-03 4.1770E-03 -2.1202E-04 -9.3722E-05 3.3109E-05 -2.1395E-05
Pile N. 7 1 1 1 1 1
Sagina p

V110 - allegati spalla 2.txt
Pile N. 7 1 1 1 9 1
PILE GROUP STRESS, KN/ M**2
1 1.0679E+04
2 9892.1
3 9104.4
4 1.0856E+04
5 1.0076E+04
6 9297.6
7 1.1083E+04
8 1.0316E+04
9 9551.2
MINIMUM 9104.4
Pile N. 3
MAXIMUM 1.1083E+04
Pile N. 7
* EFFECTS FOR LATERALLY LOADED PILE *
* MINIMUM VALUES AND LOCATIONS *
PILE DISPL. DISPL. MOMENT MOMENT SHEAR SHEAR SOIL REACT SOIL REACT TOTAL FLEX. RIG.
1 -3.7613E-05 -2.2737E-04 -1365.2 -36.290 -217.05 -34.514 -80.034 -16.371 2599.0 3.2009E+06
x (M) 9.9200 0.9600 0.0000 7.6800 8.9600 0.0000 10.560 8.6400 20.480 0.0000 0.0000
2 -3.3550E-05 -2.2733E-04 -1255.0 -36.649 -202.19 -34.593 -75.958 -14.652 2457.9 3.2009E+06
x (M) 9.9200 0.9600 0.0000 7.6800 8.9600 0.0000 10.560 8.6400 20.480 0.0000 0.0000
3 -2.9668E-05 -2.2730E-04 -1144.7 -37.058 -187.56 -34.681 -71.798 -14.183 2316.8 3.2009E+06
x (M) 9.9200 0.9600 0.0000 7.6800 8.9600 0.0000 10.560 8.3200 20.480 0.0000 0.0000
4 -3.7712E-05 -5.5622E-04 -1364.8 -79.064 -216.53 -71.751 -79.686 -29.768 2690.2 3.2009E+06
x (M) 9.9200 0.3200 0.0000 7.3600 8.9600 0.0000 10.560 8.6400 20.480 0.0000 0.0000
5 -3.3658E-05 -5.5622E-04 -1254.6 -79.924 -201.62 -71.911 -75.566 -26.514 2549.1 3.2009E+06
x (M) 9.9200 0.3200 0.0000 7.3600 8.9600 0.0000 10.560 8.6400 20.480 0.0000 0.0000
6 -2.9790E-05 -5.5621E-04 -1144.3 -80.893 -186.94 -72.090 -71.382 -27.549 2408.0 3.2009E+06
x (M) 9.9200 0.3200 0.0000 7.3600 8.9600 0.0000 10.560 8.3200 20.480 0.0000 0.0000
7 -3.7890E-05 -8.9182E-04 -1364.2 -121.98 -215.79 -108.95 -79.146 -43.571 2781.4 3.2009E+06
x (M) 9.9200 0.3200 0.0000 7.3600 8.9600 0.0000 10.560 8.6400 20.480 0.0000 0.0000
8 -3.3842E-05 -8.9181E-04 -1254.0 -123.23 -200.75 -109.18 -74.934 -38.856 2640.3 3.2009E+06
x (M) 9.9200 0.3200 0.0000 7.3600 8.9600 0.0000 10.560 7.0400 20.480 0.0000 0.0000
9 -2.9991E-05 -8.9179E-04 -1143.6 -124.63 -185.98 -109.44 -70.713 -40.856 2499.2 3.2009E+06
x (M) 9.9200 0.3200 0.0000 7.3600 8.9600 0.0000 10.560 7.0400 20.480 0.0000 0.0000
Min. -3.7890E-05 -8.9182E-04 -1365.2 -124.63 -217.05 -109.44 -80.034 -43.571 2316.8 3.2009E+06
Pile N. 7 7 1 9 1 9 1 7 3 1 1
7agina p

V110 - allegati spalla 2.txt
* PILE TOP REACTIONS *
PILE GROUP FOR. X, KN FOR. Y, KN FOR. Z, KN MOM X, KN-M MOM Y, KN-M MOM Z, KN-M
1 2939.5 453.91 -34.496 -13.264 123.98 1365.2
2 2779.9 417.63 -34.575 -13.264 124.23 1255.0
3 2620.3 381.28 -34.665 -13.264 124.52 1144.7
4 3042.6 453.75 -71.715 -13.264 236.95 1364.8
5 2883.0 417.46 -71.877 -13.264 237.45 1254.6
6 2723.4 381.10 -72.058 -13.264 238.02 1144.3
7 3145.7 453.52 -108.89 -13.264 349.81 1364.2
8 2986.1 417.22 -109.13 -13.264 350.54 1254.0
9 2826.5 380.84 -109.39 -13.264 351.35 1143.6
MINIMUM 2620.3 380.84 -109.39 -13.264 123.98 1143.6
Pile N. 3 9 9 1 1 9
MAXIMUM 3145.7 453.91 -34.496 -13.264 351.35 1365.2
Pile N. 7 1 1 1 1 1
THE PILE COORDINATE SYSTEM (LOCAL AXES)
* PILE TOP DISPLACEMENTS *
PILE GROUP DISP. X, M DISP. Y, M DISP. Z, M ROT. X,RAD ROT. Y,RAD ROT. Z,RAD
1 2.0249E-03 4.1770E-03 -2.1202E-04 -9.3722E-05 3.3109E-05 -2.1395E-05
2 1.9057E-03 3.8396E-03 -2.1202E-04 -9.3722E-05 3.3109E-05 -2.1395E-05
3 1.7865E-03 3.5023E-03 -2.1202E-04 -9.3722E-05 3.3109E-05 -2.1395E-05
4 2.1019E-03 4.1770E-03 -5.4942E-04 -9.3722E-05 3.3109E-05 -2.1395E-05
5 1.9827E-03 3.8396E-03 -5.4942E-04 -9.3722E-05 3.3109E-05 -2.1395E-05
6 1.8635E-03 3.5023E-03 -5.4942E-04 -9.3722E-05 3.3109E-05 -2.1395E-05
7 2.1789E-03 4.1770E-03 -8.8682E-04 -9.3722E-05 3.3109E-05 -2.1395E-05
8 2.0598E-03 3.8396E-03 -8.8682E-04 -9.3722E-05 3.3109E-05 -2.1395E-05
9 1.9406E-03 3.5023E-03 -8.8682E-04 -9.3722E-05 3.3109E-05 -2.1395E-05
MINIMUM 1.7865E-03 3.5023E-03 -8.8682E-04 -9.3722E-05 3.3109E-05 -2.1395E-05
Pile N. 3 3 7 1 1 1
MAXIMUM 2.1789E-03 4.1770E-03 -2.1202E-04 -9.3722E-05 3.3109E-05 -2.1395E-05
Pile N. 7 1 1 1 1 1
* PILE TOP REACTIONS *
PILE GROUP AXIAL, KN LAT. Y, KN LAT. Z, KN MOM X, KN-M MOM Y, KN-M MOM Z, KN-M
1 2939.5 453.91 -34.496 -13.264 123.98 1365.2
2 2779.9 417.63 -34.575 -13.264 124.23 1255.0
3 2620.3 381.28 -34.665 -13.264 124.52 1144.7
4 3042.6 453.75 -71.715 -13.264 236.95 1364.8
5 2883.0 417.46 -71.877 -13.264 237.45 1254.6
6 2723.4 381.10 -72.058 -13.264 238.02 1144.3
7 3145.7 453.52 -108.89 -13.264 349.81 1364.2
8 2986.1 417.22 -109.13 -13.264 350.54 1254.0
9 2826.5 380.84 -109.39 -13.264 351.35 1143.6
MINIMUM 2620.3 380.84 -109.39 -13.264 123.98 1143.6
Pile N. 3 9 9 1 1 9
MAXIMUM 3145.7 453.91 -34.496 -13.264 351.35 1365.2
Pile N. 7 1 1 1 1 1
6agina p

V110 - allegati spalla 2.txt
* MAXIMUM VALUES AND LOCATIONS *
PILE DISPL. DISPL. MOMENT MOMENT SHEAR SHEAR SOIL REACT SOIL REACT TOTAL FLEX. RIG.
1 4.1770E-03 2.6244E-06 529.04 123.98 454.11 15.597 159.88 5.8259 1.0679E+04 3.2009E+06
x (M) 0.0000 9.9200 7.3600 0.0000 0.0000 8.9600 8.6400 10.880 0.0000 0.0000 0.0000
2 3.8396E-03 2.5513E-06 490.88 124.23 417.80 15.813 150.46 6.0155 9892.1 3.2009E+06
3.2009E+06
x (M) 0.0000 9.9200 7.3600 0.0000 0.0000 8.9600 7.0400 10.560 0.0000 0.0000 0.0000
3 3.5022E-03 2.4820E-06 452.41 124.52 381.43 16.106 144.54 6.2513 9104.4 3.2009E+06
4.1770E-03 5.7119E-06 528.46 236.95 453.96 33.278 160.31 12.314 1.0856E+04 3.2009E+06
x (M) 0.0000 9.9200 7.3600 0.0000 0.0000 8.9600 8.6400 10.560 0.0000 0.0000 0.0000
5 3.8396E-03 5.5537E-06 490.24 237.45 417.64 33.734 149.53 12.721 1.0076E+04 3.2009E+06
x (M) 0.0000 9.9200 7.3600 0.0000 0.0000 8.9600 7.0400 10.560 0.0000 0.0000 0.0000
6 3.5022E-03 5.4013E-06 451.70 238.02 381.26 34.341 143.47 13.202 9297.6 3.2009E+06
x (M) 0.0000 9.9200 7.3600 0.0000 0.0000 8.9600 7.0400 10.560 0.0000 0.0000 0.0000
7 4.1770E-03 8.8339E-06 527.50 349.81 453.74 50.821 162.05 18.709 1.1083E+04 3.2009E+06
x (M) 0.0000 9.9200 7.3600 0.0000 0.0000 8.9600 8.6400 10.560 0.0000 0.0000 0.0000
8 3.8396E-03 8.5937E-06 489.17 350.54 417.41 51.477 147.99 19.294 1.0316E+04 3.2009E+06
x (M) 0.0000 9.9200 7.3600 0.0000 0.0000 8.9600 7.0400 10.560 0.0000 0.0000 0.0000
9 3.5022E-03 8.3652E-06 450.50 351.35 381.01 52.354 141.72 19.998 9551.2 3.2009E+06
x (M) 0.0000 9.9200 7.3600 0.0000 0.0000 8.9600 7.0400 10.560 0.0000 0.0000 0.0000
Max. 4.1770E-03 8.8339E-06 529.04 351.35 454.11 52.354 162.05 19.998 1.1083E+04 3.2009E+06
Pile N. 1 7 1 9 1 9 7 9 7 1 1
LOAD CASE : 3
CASE NAME : R sismico MAX
LOAD TYPE : Dead, DL
* TABLE L * COMPUTATION ON PILE CAP
* EQUIVALENT CONCENTRATED LOAD AT ORIGIN *
VERT. LOAD, KN HOR. LOAD Y, KN HOR. LOAD Z, KN
20942.9 5515.36 1188.40
MOMENT X, KN-M MOMENT Y, KN-M MOMENT Z, KN-M
3074.52 13715.2 -17632.0
8agina p

* DISPLACEMENT OF GROUPED PILE FOUNDATION AT ORIGIN *

Table with 3 columns: VERTICAL, M; HORIZONTAL Y, M; HORIZONTAL Z, M. Values range from 1.59554E-03 to 1.66542E-03.

Table with 3 columns: ANGLE ROT. X,RAD; ANGLE ROT. Y,RAD; ANGLE ROT. Z,RAD. Values range from 1.71370E-04 to -3.03053E-04.

THE GLOBAL STRUCTURAL COORDINATE SYSTEM

* PILE TOP DISPLACEMENTS *

PILE GROUP DISP. X, M DISP. Y, M DISP. Z, M ROT. X,RAD ROT. Y,RAD ROT. Z,RAD

Table with 7 columns: PILE GROUP, DISP. X, M, DISP. Y, M, DISP. Z, M, ROT. X,RAD, ROT. Y,RAD, ROT. Z,RAD. Rows 1-9 and MINIMUM/MAXIMUM.

Summary table for displacements with columns for Pile N., DISP. X, M, DISP. Y, M, DISP. Z, M, ROT. X,RAD, ROT. Y,RAD, ROT. Z,RAD.

* PILE TOP REACTIONS *

PILE GROUP FOR. X, KN FOR. Y, KN FOR. Z, KN MOM X, KN-M MOM Y, KN-M MOM Z, KN-M

Table with 7 columns: PILE GROUP, FOR. X, KN, FOR. Y, KN, FOR. Z, KN, MOM X, KN-M, MOM Y, KN-M, MOM Z, KN-M. Rows 1-9 and MINIMUM/MAXIMUM.

Summary table for reactions with columns for Pile N., FOR. X, KN, FOR. Y, KN, FOR. Z, KN, MOM X, KN-M, MOM Y, KN-M, MOM Z, KN-M.

THE PILE COORDINATE SYSTEM (LOCAL AXES)

* PILE TOP DISPLACEMENTS *

PILE GROUP DISP. X, M DISP. Y, M DISP. Z, M ROT. X,RAD ROT. Y,RAD ROT. Z,RAD

9agina p

* DISPLACEMENT OF GROUPED PILE FOUNDATION AT ORIGIN *

Table with 7 columns: PILE GROUP, DISP. X, M, DISP. Y, M, DISP. Z, M, ROT. X,RAD, ROT. Y,RAD, ROT. Z,RAD. Rows 1-9 and MINIMUM/MAXIMUM.

Summary table for displacements with columns for Pile N., DISP. X, M, DISP. Y, M, DISP. Z, M, ROT. X,RAD, ROT. Y,RAD, ROT. Z,RAD.

* PILE TOP REACTIONS *

PILE GROUP AXIAL, KN LAT. Y, KN LAT. Z, KN MOM X, KN-M MOM Y, KN-M MOM Z, KN-M

Table with 7 columns: PILE GROUP, AXIAL, KN, LAT. Y, KN, LAT. Z, KN, MOM X, KN-M, MOM Y, KN-M, MOM Z, KN-M. Rows 1-9 and MINIMUM/MAXIMUM.

Summary table for reactions with columns for Pile N., AXIAL, KN, LAT. Y, KN, LAT. Z, KN, MOM X, KN-M, MOM Y, KN-M, MOM Z, KN-M.

PILE GROUP STRESS, KN/M**2

Table with 2 columns: PILE GROUP, STRESS, KN/M**2. Rows 1-9 and MINIMUM/MAXIMUM.

Summary table for stress with columns for Pile N., STRESS, KN/M**2.

* EFFECTS FOR Laterally LOADED PILE *

* MINIMUM VALUES AND LOCATIONS *

PILE DISPL. DISPL. MOMENT MOMENT SHEAR SHEAR SOIL REACT SOIL REACT TOTAL FLEX. RIG.

FLEX. RIG. y-DIR z-DIR z-DIR y-DIR y-DIR z-DIR y-DIR z-DIR STRESS z-DIR y-DIR

M M KN-M KN-M KN KN KN/M KN/M KN/M**2 KN-M**2 KN-M**2

10agina p

Main data table for left page, columns 1-14. Rows 1-9 and MINIMUM/MAXIMUM.

Summary table for left page, columns 1-14. Rows 1-9 and MINIMUM/MAXIMUM.

Summary table for left page, columns 1-14. Rows 1-9 and MINIMUM/MAXIMUM.

Summary table for left page, columns 1-14. Rows 1-9 and MINIMUM/MAXIMUM.

11agina p

Main data table for right page, columns 1-14. Rows 1-9 and MINIMUM/MAXIMUM.

Summary table for right page, columns 1-14. Rows 1-9 and MINIMUM/MAXIMUM.

Summary table for right page, columns 1-14. Rows 1-9 and MINIMUM/MAXIMUM.

Summary table for right page, columns 1-14. Rows 1-9 and MINIMUM/MAXIMUM.

12agina p

9 1.1551E-03 1.0774E-03 -2.0103E-03 -1.6720E-04 -8.1827E-05 9.5114E-05

MINIMUM 5.6599E-04 1.0774E-03 -2.0103E-03 -1.6720E-04 -8.1827E-05 9.5114E-05

Pile N. 7 3 7 1 1 1

MAXIMUM 1.8400E-03 2.2812E-03 -8.0649E-04 -1.6720E-04 -8.1827E-05 9.5114E-05

Pile N. 3 1 1 1 1 1

* PILE TOP REACTIONS *

PILE GROUP FOR_X,KN FOR_Y,KN FOR_Z,KN MOM_X,KN-M MOM_Y,KN-M MOM_Z,KN-M

Table with 7 columns: Pile Group, For_X,KN, For_Y,KN, For_Z,KN, Mom_X,KN-M, Mom_Y,KN-M, Mom_Z,KN-M. Rows 1-9.

MINIMUM 900.75 154.75 -199.50 -23.663 143.41 525.97

Pile N. 7 9 9 1 1 9

MAXIMUM 2691.9 290.01 -62.935 -23.663 558.40 937.16

Pile N. 3 1 1 1 9 1

THE PILE COORDINATE SYSTEM (LOCAL AXES)

* PILE TOP DISPLACEMENTS *

PILE GROUP DISP_X,M DISP_Y,M DISP_Z,M ROT_X,RAD ROT_Y,RAD ROT_Z,RAD

Table with 7 columns: Pile Group, Disp_X,M, Disp_Y,M, Disp_Z,M, Rot_X,RAD, Rot_Y,RAD, Rot_Z,RAD. Rows 1-9.

MINIMUM 5.6599E-04 1.0774E-03 -2.0103E-03 -1.6720E-04 -8.1827E-05 9.5114E-05

Pile N. 7 3 7 1 1 1

MAXIMUM 1.8400E-03 2.2812E-03 -8.0649E-04 -1.6720E-04 -8.1827E-05 9.5114E-05

Pile N. 3 1 1 1 1 1

* PILE TOP REACTIONS *

PILE GROUP AXIAL,KN LAT_Y,KN LAT_Z,KN MOM_X,KN-M MOM_Y,KN-M MOM_Z,KN-M

Table with 7 columns: Pile Group, Axial,KN, Lat_Y,KN, Lat_Z,KN, Mom_X,KN-M, Mom_Y,KN-M, Mom_Z,KN-M. Rows 1-9.

8 1369.6 222.20 -198.90 -23.663 556.20 730.71

MINIMUM 900.75 154.75 -199.50 -23.663 143.41 525.97

Pile N. 7 9 9 1 1 9

MAXIMUM 2691.9 290.01 -62.935 -23.663 558.40 937.16

Pile N. 3 1 1 1 9 1

* EFFECTS FOR LATERALLY LOADED PILE *

PILE GROUP STRESS,KN/M**2

Table with 10 columns: Pile Group, Disp., Moment, Shear, Soil React, Total Flex. Rig. Rows 1-9.

MINIMUM 5620.7

Pile N. 3

MAXIMUM 7271.2

Pile N. 1

* MINIMUM VALUES AND LOCATIONS *

PILE DISPL. DISPL. MOMENT MOMENT SHEAR SHEAR SOIL REACT SOIL REACT TOTAL FLEX. RIG.

Y-DIR z-DIR z-DIR y-DIR z-DIR y-DIR z-DIR STRESS z-DIR y-DIR

Large table with 13 columns: Pile Group, Disp., Moment, Shear, Soil React, Total Flex. Rig. Rows 1-9.

V10 - allegati spalla 2.txt

x(M) 9.6000 0.0000 0.0000 7.0400 8.6400 0.0000 9.9200 7.0400 24.000 0.0000 0.0000

Min. -2.5091E-05 -2.0103E-03 -937.16 -263.38 -170.16 -199.55 -68.640 -133.29 796.44 3.2009E+06

Pile N. 7 7 1 9 1 9 1 7 7 1 1

* MAXIMUM VALUES AND LOCATIONS *

PILE DISPL. DISPL. MOMENT MOMENT SHEAR SHEAR SOIL REACT SOIL REACT TOTAL FLEX. RIG.

y-DIR z-DIR z-DIR y-DIR z-DIR y-DIR z-DIR STRESS z-DIR y-DIR

Table with 13 columns: Pile Group, Disp., Moment, Shear, Soil React, Total Flex. Rig. Rows 1-9.

LOAD CASE : 5
CASE NAME : SLE statico MAX
LOAD TYPE : Dead_DL

* TABLE L * COMPUTATION ON PILE CAP

* EQUIVALENT CONCENTRATED LOAD AT ORIGIN *

V10 - allegati spalla 2.txt

VERT. LOAD,KN HOR. LOAD Y,KN HOR. LOAD Z,KN

21359.8 5070.57 427.000

MOMENT X,KN-M MOMENT Y,KN-M MOMENT Z,KN-M

1274.53 10633.9 -17794.8

* DISPLACEMENT OF GROUPED PILE FOUNDATION AT ORIGIN *

VERTICAL, M HORIZONTAL Y, M HORIZONTAL Z, M

1.62411E-03 6.02314E-03 7.45124E-04

ANGLE ROT. X,RAD ANGLE ROT. Y,RAD ANGLE ROT. Z,RAD

7.00664E-05 1.03165E-04 -2.94558E-04

THE GLOBAL STRUCTURAL COORDINATE SYSTEM

* PILE TOP DISPLACEMENTS *

PILE GROUP DISP_X,M DISP_Y,M DISP_Z,M ROT_X,RAD ROT_Y,RAD ROT_Z,RAD

Table with 7 columns: Pile Group, Disp_X,M, Disp_Y,M, Disp_Z,M, Rot_X,RAD, Rot_Y,RAD, Rot_Z,RAD. Rows 1-9.

MINIMUM 1.9231E-04 5.7709E-03 4.9288E-04 7.0066E-05 1.0317E-04 -2.9456E-04

Pile N. 3 1 1 1 1 1

MAXIMUM 3.0559E-03 6.2754E-03 9.9736E-04 7.0066E-05 1.0317E-04 -2.9456E-04

Pile N. 7 3 7 1 1 1

* PILE TOP REACTIONS *

PILE GROUP FOR_X,KN FOR_Y,KN FOR_Z,KN MOM_X,KN-M MOM_Y,KN-M MOM_Z,KN-M

Table with 7 columns: Pile Group, For_X,KN, For_Y,KN, For_Z,KN, Mom_X,KN-M, Mom_Y,KN-M, Mom_Z,KN-M. Rows 1-9.

MINIMUM 306.05 534.98 19.849 9.9163 -168.22 1455.2

Pile N. 3 7 1 1 7 7

MAXIMUM 4319.8 592.02 75.030 9.9163 0.4344 1617.8

Pile N. 7 3 7 1 3 3

THE PILE COORDINATE SYSTEM (LOCAL AXES)

* PILE TOP DISPLACEMENTS *

Table with columns: PILE GROUP, DISP. X, M, DISP. Y, M, DISP. Z, M, ROT. X, RAD, ROT. Y, RAD, ROT. Z, RAD. Rows 1-9 showing displacement data.

MINIMUM 1.9231E-04 5.7709E-03 4.9288E-04 7.0066E-05 1.0317E-04 -2.9456E-04
Pile N. 3 1 1 1 1
MAXIMUM 3.0559E-03 6.2754E-03 9.9736E-04 7.0066E-05 1.0317E-04 -2.9456E-04
Pile N. 7 3 7 1 1 1

* PILE TOP REACTIONS *

Table with columns: PILE GROUP, AXIAL, KN, LAT. Y, KN, LAT. Z, KN, MOM X, KN-M, MOM Y, KN-M, MOM Z, KN-M. Rows 1-9 showing reaction data.

MINIMUM 306.05 534.98 19.849 9.9163 -168.22 1455.2
Pile N. 3 7 1 1 7 7
MAXIMUM 4319.8 592.02 75.030 9.9163 0.4344 1617.8
Pile N. 7 3 7 1 3 3

PILE GROUP STRESS, KN/M**2

Table with columns: PILE GROUP, STRESS, KN/M**2. Rows 1-9 showing stress values.

MINIMUM 9806.9
Pile N. 3
MAXIMUM 1.2525E+04
Pile N. 9

* EFFECTS FOR LATERALLY LOADED PILE *

17agina p

* MINIMUM VALUES AND LOCATIONS *

Table with columns: PILE, DISPL., DISPL., MOMENT, MOMENT, SHEAR, SHEAR, SOIL REACT, SOIL REACT, TOTAL, FLEX. RIG. Rows 1-9 showing minimum values.

MINIMUM -5.0455E-05 -2.4045E-06 -1455.3 -2.0648 -266.65 -13.826 -93.671 -5.8771 1308.9 3.2009E+06
Pile N. 9 7 3 7 9 7 6 7 3 1 1

* MAXIMUM VALUES AND LOCATIONS *

Table with columns: PILE, DISPL., DISPL., MOMENT, MOMENT, SHEAR, SHEAR, SOIL REACT, SOIL REACT, TOTAL, FLEX. RIG. Rows 1-9 showing maximum values.

18agina p

Table with columns: PILE GROUP, DISP. X, M, DISP. Y, M, DISP. Z, M, ROT. X, RAD, ROT. Y, RAD, ROT. Z, RAD. Rows 5-9 showing displacement data.

LOAD CASE : 6
CASE NAME : SLE statico MIN
LOAD TYPE : Dead, DL

* TABLE L * COMPUTATION ON PILE CAP

* EQUIVALENT CONCENTRATED LOAD AT ORIGIN *

Table with columns: VERT. LOAD, KN, HOR. LOAD Y, KN, HOR. LOAD Z, KN, MOMENT X, KN-M, MOMENT Y, KN-M, MOMENT Z, KN-M.

* DISPLACEMENT OF GROUPED PILE FOUNDATION AT ORIGIN *

Table with columns: VERTICAL, M, HORIZONTAL Y, M, HORIZONTAL Z, M, ANGLE ROT. X, RAD, ANGLE ROT. Y, RAD, ANGLE ROT. Z, RAD.

THE GLOBAL STRUCTURAL COORDINATE SYSTEM

* PILE TOP DISPLACEMENTS *

Table with columns: PILE GROUP, DISP. X, M, DISP. Y, M, DISP. Z, M, ROT. X, RAD, ROT. Y, RAD, ROT. Z, RAD. Rows 1-2 showing displacement data.

19agina p

Table with columns: PILE, DISP. X, M, DISP. Y, M, DISP. Z, M, ROT. X, RAD, ROT. Y, RAD, ROT. Z, RAD. Rows 3-9 showing displacement data.

* PILE TOP REACTIONS *

Table with columns: PILE GROUP, FOR. X, KN, FOR. Y, KN, FOR. Z, KN, MOM X, KN-M, MOM Y, KN-M, MOM Z, KN-M. Rows 1-9 showing reaction data.

MINIMUM 1914.3 288.93 -73.947 -8.9311 83.978 868.50
Pile N. 3 9 9 1 1 9
MAXIMUM 2348.5 335.72 -22.341 -8.9311 241.08 1008.6
Pile N. 7 1 1 1 9 1

THE PILE COORDINATE SYSTEM (LOCAL AXES)

* PILE TOP DISPLACEMENTS *

Table with columns: PILE GROUP, DISP. X, M, DISP. Y, M, DISP. Z, M, ROT. X, RAD, ROT. Y, RAD, ROT. Z, RAD. Rows 1-9 showing displacement data.

MINIMUM 1.2592E-03 2.6125E-03 -5.7087E-04 -6.3105E-05 2.7706E-05 -1.7339E-05
Pile N. 3 3 7 1 1 1
MAXIMUM 1.5835E-03 3.0668E-03 -1.1651E-04 -6.3105E-05 2.7706E-05 -1.7339E-05
Pile N. 7 1 1 1 1 1

* PILE TOP REACTIONS *

Table with columns: PILE GROUP, AXIAL, KN, LAT. Y, KN, LAT. Z, KN, MOM X, KN-M, MOM Y, KN-M, MOM Z, KN-M. Rows 1-2 showing reaction data.

20agina p

V10 - allegati spalla 2.txt

Table with 7 columns: Line, X, Y, Z, U, V, W. Rows 2-9 showing coordinates and values.

MINIMUM 1914.3 288.93 -73.947 -8.9311 83.978 868.50
Pile N. 3 9 9 1 1 9
MAXIMUM 2348.5 335.72 -22.341 -8.9311 241.08 1008.6
Pile N. 7 1 1 1 9 1

PILE GROUP STRESS, KN/ M**2

Table with 2 columns: Line, Stress. Rows 1-9 showing stress values.

MINIMUM 6839.7
Pile N. 3
MAXIMUM 8181.1
Pile N. 7

EFFECTS FOR LATERALLY LOADED PILE *

MINIMUM VALUES AND LOCATIONS *

Table with 12 columns: PILE, DISPL., DISPL., MOMENT, MOMENT, SHEAR, SHEAR, SOIL REACT, SOIL REACT, TOTAL, FLEX. RIG. Rows 1-9 showing detailed pile data.

21agina p

V10 - allegati spalla 2.txt

Table with 12 columns: Line, X, Y, Z, U, V, W, X, Y, Z, U, V, W. Rows 2-9 showing coordinates and values.

Min. -2.5891E-05 -5.7594E-04 -1008.6 -90.020 -177.85 -73.972 -71.536 -64.981 1692.6 3.2009E+06
Pile N. 9 7 1 9 3 9 3 9 3 1 1

MAXIMUM VALUES AND LOCATIONS *

Table with 12 columns: PILE, DISPL., DISPL., MOMENT, MOMENT, SHEAR, SHEAR, SOIL REACT, SOIL REACT, TOTAL, FLEX. RIG. Rows 1-9 showing detailed pile data.

Table with 12 columns: Line, X, Y, Z, U, V, W, X, Y, Z, U, V, W. Rows 1-9 showing coordinates and values.

Table with 12 columns: Line, X, Y, Z, U, V, W, X, Y, Z, U, V, W. Rows 1-9 showing coordinates and values.

EFFECTS FOR LATERALLY LOADED PILE *

MINIMUM VALUES AND LOCATIONS *

Table with 12 columns: PILE, DISPL., DISPL., MOMENT, MOMENT, SHEAR, SHEAR, SOIL REACT, SOIL REACT, TOTAL, FLEX. RIG. Rows 1-9 showing detailed pile data.

SUMMARY FOR LOAD CASES AND COMBINATIONS

LOAD CASES RESULTS

22agina p

V10 - allegati spalla 2.txt

LOAD CASE : 1

TABLE L * COMPUTATION ON PILE CAP

EQUIVALENT CONCENTRATED LOAD AT ORIGIN *

Table with 7 columns: LOAD X, KN, LOAD Y, KN, LOAD Z, KN, MOM X, KN-M, MOM Y, KN-M, MOM Z, KN-M. Row 1 showing values.

DISPLACEMENT OF GROUPED PILE FOUNDATION AT ORIGIN *

Table with 7 columns: DISP X, M, DISP Y, M, DISP Z, M, ROT X, RAD, ROT Y, RAD, ROT Z, RAD. Row 1 showing values.

PILE TOP DISPLACEMENTS, GLOBAL *

Table with 7 columns: DISP X, M, DISP Y, M, DISP Z, M, ROT X, RAD, ROT Y, RAD, ROT Z, RAD. Rows 1-3 showing values.

PILE TOP REACTIONS, GLOBAL *

Table with 7 columns: FOR X, KN, FOR Y, KN, FOR Z, KN, MOM X, KN-M, MOM Y, KN-M, MOM Z, KN-M. Rows 1-3 showing values.

PILE TOP DISPLACEMENTS, LOCAL *

Table with 7 columns: DISP X, M, DISP Y, M, DISP Z, M, ROT X, RAD, ROT Y, RAD, ROT Z, RAD. Rows 1-3 showing values.

PILE TOP REACTIONS, LOCAL *

Table with 7 columns: AXIAL, KN, LAT. Y, KN, LAT. Z, KN, MOM X, KN-M, MOM Y, KN-M, MOM Z, KN-M. Rows 1-3 showing values.

EFFECTS FOR LATERALLY LOADED PILE *

Table with 12 columns: PILE, DISPL., DISPL., MOMENT, MOMENT, SHEAR, SHEAR, SOIL REACT, SOIL REACT, TOTAL, FLEX. RIG. Rows 1-9 showing detailed pile data.

23agina p

V10 - allegati spalla 2.txt

EQUIVALENT CONCENTRATED LOAD AT ORIGIN *

Table with 7 columns: LOAD X, KN, LOAD Y, KN, LOAD Z, KN, MOM X, KN-M, MOM Y, KN-M, MOM Z, KN-M. Row 1 showing values.

DISPLACEMENT OF GROUPED PILE FOUNDATION AT ORIGIN *

Table with 7 columns: DISP X, M, DISP Y, M, DISP Z, M, ROT X, RAD, ROT Y, RAD, ROT Z, RAD. Row 1 showing values.

PILE TOP DISPLACEMENTS, GLOBAL *

Table with 7 columns: DISP X, M, DISP Y, M, DISP Z, M, ROT X, RAD, ROT Y, RAD, ROT Z, RAD. Rows 1-3 showing values.

PILE TOP REACTIONS, GLOBAL *

Table with 7 columns: FOR X, KN, FOR Y, KN, FOR Z, KN, MOM X, KN-M, MOM Y, KN-M, MOM Z, KN-M. Rows 1-3 showing values.

PILE TOP DISPLACEMENTS, LOCAL *

Table with 7 columns: DISP X, M, DISP Y, M, DISP Z, M, ROT X, RAD, ROT Y, RAD, ROT Z, RAD. Rows 1-3 showing values.

PILE TOP REACTIONS, LOCAL *

Table with 7 columns: AXIAL, KN, LAT. Y, KN, LAT. Z, KN, MOM X, KN-M, MOM Y, KN-M, MOM Z, KN-M. Rows 1-3 showing values.

EFFECTS FOR LATERALLY LOADED PILE *

Table with 12 columns: PILE, DISPL., DISPL., MOMENT, MOMENT, SHEAR, SHEAR, SOIL REACT, SOIL REACT, TOTAL, FLEX. RIG. Rows 1-9 showing detailed pile data.

EFFECTS FOR LATERALLY LOADED PILE *

Table with 12 columns: PILE, DISPL., DISPL., MOMENT, MOMENT, SHEAR, SHEAR, SOIL REACT, SOIL REACT, TOTAL, FLEX. RIG. Rows 1-9 showing detailed pile data.

LOAD CASE : 3

TABLE L * COMPUTATION ON PILE CAP

EQUIVALENT CONCENTRATED LOAD AT ORIGIN *

Table with 7 columns: LOAD X, KN, LOAD Y, KN, LOAD Z, KN, MOM X, KN-M, MOM Y, KN-M, MOM Z, KN-M. Row 1 showing values.

24agina p

* DISPLACEMENT OF GROUPED PILE FOUNDATION AT ORIGIN *

DISP X, M DISP Y, M DISP Z, M ROT X,RAD ROT Y,RAD ROT Z,RAD
1.59554E-03 6.52515E-03 1.66542E-03 1.71370E-04 1.50580E-04 -3.03053E-04

* PILE TOP DISPLACEMENTS, GLOBAL *

DISP X, M DISP Y, M DISP Z, M ROT X,RAD ROT Y,RAD ROT Z,RAD
MINIMUM -3.7534E-05 5.9082E-03 1.0485E-03 1.7137E-04 1.5058E-04 -3.0305E-04
Pile N. 3 1 1 1 1 1
MAXIMUM 3.2286E-03 7.1421E-03 2.2824E-03 1.7137E-04 1.5058E-04 -3.0305E-04
Pile N. 7 3 7 1 1 1

* PILE TOP REACTIONS, GLOBAL *

FOR X, KN FOR Y, KN FOR Z, KN MOM X, KN- M MOM Y, KN- M MOM Z, KN- M
MINIMUM -59.429 545.85 64.771 24.254 -519.73 1483.3
Pile N. 3 7 3 1 7 7
MAXIMUM 4551.0 680.10 199.72 24.254 -107.72 1880.2
Pile N. 7 3 7 1 3 3

* PILE TOP DISPLACEMENTS, LOCAL *

DISP X, M DISP Y, M DISP Z, M ROT X,RAD ROT Y,RAD ROT Z,RAD
MINIMUM -3.7534E-05 5.9082E-03 1.0485E-03 1.7137E-04 1.5058E-04 -3.0305E-04
Pile N. 3 1 1 1 1 1
MAXIMUM 3.2286E-03 7.1421E-03 2.2824E-03 1.7137E-04 1.5058E-04 -3.0305E-04
Pile N. 7 3 7 1 1 1

* PILE TOP REACTIONS, LOCAL *

AXIAL, KN LAT. Y, KN LAT. Z, KN MOM X, KN- M MOM Y, KN- M MOM Z, KN- M
MINIMUM -59.429 545.85 64.771 24.254 -519.73 1483.3
Pile N. 3 7 3 1 7 7
MAXIMUM 4551.0 680.10 199.72 24.254 -107.72 1880.2
Pile N. 7 3 7 1 3 3

* EFFECTS FOR LATERALLY LOADED PILE *

Table with 10 columns: PILE, DISPL. y-DIR, DISPL. z-DIR, MOMENT KN-M, MOMENT KN-M, SHEAR KN, SOIL REACT KN/M, SOIL REACT KN/M, STRESS KN/M**2, TOTAL. Includes min/max values and load case 4.

* TABLE L * COMPUTATION ON PILE CAP

* EQUIVALENT CONCENTRATED LOAD AT ORIGIN *

LOAD X, KN LOAD Y, KN LOAD Z, KN MOM X, KN- M MOM Y, KN- M MOM Z, KN- M
16454.8 2003.34 -1180.40 -3128.76 -5670.75 16838.6

* DISPLACEMENT OF GROUPED PILE FOUNDATION AT ORIGIN *

DISP X, M DISP Y, M DISP Z, M ROT X,RAD ROT Y,RAD ROT Z,RAD
1.20298E-03 1.67930E-03 -1.40841E-03 -1.67198E-04 -8.18274E-05 9.51142E-05

* PILE TOP DISPLACEMENTS, GLOBAL *

DISP X, M DISP Y, M DISP Z, M ROT X,RAD ROT Y,RAD ROT Z,RAD
MINIMUM 5.6599E-04 1.0774E-03 -2.0103E-03 -1.6720E-04 -8.1827E-05 9.5114E-05
Pile N. 7 3 7 1 1 1
MAXIMUM 1.8400E-03 2.2812E-03 -8.0649E-04 -1.6720E-04 -8.1827E-05 9.5114E-05
Pile N. 3 1 1 1 1 1

* PILE TOP REACTIONS, GLOBAL *

FOR X, KN FOR Y, KN FOR Z, KN MOM X, KN- M MOM Y, KN- M MOM Z, KN- M
MINIMUM 900.75 154.75 -199.50 -23.663 143.41 525.97
Pile N. 7 9 9 1 1 9
MAXIMUM 2691.9 290.01 -62.935 -23.663 558.40 937.16
Pile N. 3 1 1 1 9 1

* PILE TOP DISPLACEMENTS, LOCAL *

DISP X, M DISP Y, M DISP Z, M ROT X,RAD ROT Y,RAD ROT Z,RAD
MINIMUM 5.6599E-04 1.0774E-03 -2.0103E-03 -1.6720E-04 -8.1827E-05 9.5114E-05
Pile N. 7 3 7 1 1 1
MAXIMUM 1.8400E-03 2.2812E-03 -8.0649E-04 -1.6720E-04 -8.1827E-05 9.5114E-05
Pile N. 3 1 1 1 1 1

* PILE TOP REACTIONS, LOCAL *

AXIAL, KN LAT. Y, KN LAT. Z, KN MOM X, KN- M MOM Y, KN- M MOM Z, KN- M
MINIMUM 900.75 154.75 -199.50 -23.663 143.41 525.97
Pile N. 7 9 9 1 1 9
MAXIMUM 2691.9 290.01 -62.935 -23.663 558.40 937.16
Pile N. 3 1 1 1 9 1

* EFFECTS FOR LATERALLY LOADED PILE *

Table with 10 columns: PILE, DISPL. y-DIR, DISPL. z-DIR, MOMENT KN-M, MOMENT KN-M, SHEAR KN, SHEAR KN/M, SOIL REACT KN/M, SOIL REACT KN/M, STRESS KN/M**2, TOTAL. Includes min/max values and load case 5.

* TABLE L * COMPUTATION ON PILE CAP

* EQUIVALENT CONCENTRATED LOAD AT ORIGIN *

LOAD X, KN LOAD Y, KN LOAD Z, KN MOM X, KN- M MOM Y, KN- M MOM Z, KN- M
21359.8 5070.57 427.000 1274.53 10633.9 -17794.8

* DISPLACEMENT OF GROUPED PILE FOUNDATION AT ORIGIN *

DISP X, M DISP Y, M DISP Z, M ROT X,RAD ROT Y,RAD ROT Z,RAD
1.62411E-03 6.02314E-03 7.45124E-04 7.00664E-05 1.03165E-04 -2.94558E-04

* PILE TOP DISPLACEMENTS, GLOBAL *

DISP X, M DISP Y, M DISP Z, M ROT X,RAD ROT Y,RAD ROT Z,RAD

MINIMUM 1.9231E-04 5.7709E-03 4.9288E-04 7.0066E-05 1.0317E-04 -2.9456E-04
Pile N. 3 1 1 1 1 1
MAXIMUM 3.0559E-03 6.2754E-03 9.9736E-04 7.0066E-05 1.0317E-04 -2.9456E-04
Pile N. 7 3 7 1 1 1

* PILE TOP REACTIONS, GLOBAL *

FOR X, KN FOR Y, KN FOR Z, KN MOM X, KN- M MOM Y, KN- M MOM Z, KN- M
MINIMUM 306.05 534.98 19.849 9.9163 -168.22 1455.2
Pile N. 3 7 1 1 7 7
MAXIMUM 4319.8 592.02 75.030 9.9163 0.4344 1617.8
Pile N. 7 3 7 1 3 3

* PILE TOP DISPLACEMENTS, LOCAL *

DISP X, M DISP Y, M DISP Z, M ROT X,RAD ROT Y,RAD ROT Z,RAD
MINIMUM 1.9231E-04 5.7709E-03 4.9288E-04 7.0066E-05 1.0317E-04 -2.9456E-04
Pile N. 3 1 1 1 1 1
MAXIMUM 3.0559E-03 6.2754E-03 9.9736E-04 7.0066E-05 1.0317E-04 -2.9456E-04
Pile N. 7 3 7 1 1 1

* PILE TOP REACTIONS, LOCAL *

AXIAL, KN LAT. Y, KN LAT. Z, KN MOM X, KN- M MOM Y, KN- M MOM Z, KN- M
MINIMUM 306.05 534.98 19.849 9.9163 -168.22 1455.2
Pile N. 3 7 1 1 7 7
MAXIMUM 4319.8 592.02 75.030 9.9163 0.4344 1617.8
Pile N. 7 3 7 1 3 3

* EFFECTS FOR LATERALLY LOADED PILE *

Table with 10 columns: PILE, DISPL. y-DIR, DISPL. z-DIR, MOMENT KN-M, MOMENT KN-M, SHEAR KN, SHEAR KN/M, SOIL REACT KN/M, SOIL REACT KN/M, STRESS KN/M**2, TOTAL. Includes min/max values and load case 6.

* TABLE L * COMPUTATION ON PILE CAP

* EQUIVALENT CONCENTRATED LOAD AT ORIGIN *

LOAD X, KN LOAD Y, KN LOAD Z, KN MOM X, KN- M MOM Y, KN- M MOM Z, KN- M
19182.8 2806.95 -431.000 -1132.07 4339.05 6627.43

* DISPLACEMENT OF GROUPED PILE FOUNDATION AT ORIGIN *

DISP X, M DISP Y, M DISP Z, M ROT X,RAD ROT Y,RAD ROT Z,RAD
1.42138E-03 2.83964E-03 -3.43691E-04 -6.31047E-05 2.77060E-05 -1.73389E-05

* PILE TOP DISPLACEMENTS, GLOBAL *

DISP X, M DISP Y, M DISP Z, M ROT X,RAD ROT Y,RAD ROT Z,RAD
MINIMUM 1.2592E-03 2.6125E-03 -5.7087E-04 -6.3105E-05 2.7706E-05 -1.7339E-05
Pile N. 3 3 7 1 1 1
MAXIMUM 1.5835E-03 3.0668E-03 -1.1651E-04 -6.3105E-05 2.7706E-05 -1.7339E-05
Pile N. 7 1 1 1 1 1

* PILE TOP REACTIONS, GLOBAL *

FOR X, KN FOR Y, KN FOR Z, KN MOM X, KN- M MOM Y, KN- M MOM Z, KN- M
MINIMUM 1914.3 288.93 -73.947 -8.9311 83.978 868.50
Pile N. 3 9 9 1 1 9
MAXIMUM 2348.5 335.72 -22.341 -8.9311 241.08 1008.6
Pile N. 7 1 1 1 9 1

* PILE TOP DISPLACEMENTS, LOCAL *

DISP X, M DISP Y, M DISP Z, M ROT X,RAD ROT Y,RAD ROT Z,RAD
MINIMUM 1.2592E-03 2.6125E-03 -5.7087E-04 -6.3105E-05 2.7706E-05 -1.7339E-05
Pile N. 3 3 7 1 1 1
MAXIMUM 1.5835E-03 3.0668E-03 -1.1651E-04 -6.3105E-05 2.7706E-05 -1.7339E-05
Pile N. 7 1 1 1 1 1

* PILE TOP REACTIONS, LOCAL *

AXIAL, KN LAT. Y, KN LAT. Z, KN MOM X, KN- M MOM Y, KN- M MOM Z, KN- M
MINIMUM 1914.3 288.93 -73.947 -8.9311 83.978 868.50
Pile N. 3 9 9 1 1 9
MAXIMUM 2348.5 335.72 -22.341 -8.9311 241.08 1008.6
Pile N. 7 1 1 1 9 1

* EFFECTS FOR LATERALLY LOADED PILE *

Table with 10 columns: PILE, DISPL. y-DIR, DISPL. z-DIR, MOMENT KN-M, MOMENT KN-M, SHEAR KN, SHEAR KN/M, SOIL REACT KN/M, SOIL REACT KN/M, STRESS KN/M**2, TOTAL. Includes min/max values and load case 7.