

# Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione



**Regione Lombardia**

Provincia di Milano

**Legge n. 345/97**

## Accordo di programma quadro in materia di trasporti

Realizzazione di un sistema integrato di accessibilità ferroviaria e stradale  
all'aeroporto di Malpensa 2000

( CONVENZIONE DEL 29.10.1999 )

Collegamento tra la S.S.n.11 "Padana Superiore" a Magenta  
e la Tangenziale ovest di Milano  
Variante di Abbiategrasso sulla S.S.n.494 e adeguamento in sede  
del tratto Abbiategrasso Vigevano fino al nuovo ponte sul Ticino

**PROGETTO DEFINITIVO - 1° STRALCIO FUNZIONALE**

**E - OPERE D'ARTE MINORI**

**TRATTA A : MAGENTA - ALBAIRATE**  
Opere di sostegno - dalla sez.151 alla sez.474  
relazione di dimensionamento

Revisioni	Controllato	Approvato	Data : .....Dicembre 2008.....	Scala : .....-.....
			Agg.to : .....Novembre 2014.....	All.to n. ....E.1.6.....

Progettazione :



Società Esercizi Aeroportuali s.p.a.  
20090 Aeroporto Milano Linate tel. 02/74851

Progettazione redatta da :



**errevia** S. R. L.  
RICERCA VIABILITÀ AMBIENTE

Centro operativo: 20090 TREZZANO s/N (MI), via Cristoforo Colombo n. 23

Il Progettista :

Il Direttore Tecnico  
Dott. Ing. Alberto RINALDI

*(Signature)*

Visto

La Direzione Centrale Progettazione :

Dott. Ing. Nicola DINNELLA

.....

Visto

Il Responsabile del Procedimento :

Dott. Ing. Domenico PETRUZZELLI

.....

## INDICE

1	PREMESSE .....	4
1.1	Criteri di calcolo .....	8
2	NORMATIVA.....	10
2.1	Normativa tecnica di riferimento .....	10
2.1.1	<i>Geotecnica</i> .....	10
2.1.2	<i>Materiali</i> .....	10
2.1.3	<i>Costruzioni in c.a. e acciaio</i> .....	10
2.1.4	<i>Ponti stradali</i> .....	10
2.1.5	<i>Sismica</i> .....	11
2.2	Normativa tecnica vigente .....	11
2.3	Bibliografia e altri riferimenti .....	11
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	12
3.1	Calcestruzzo .....	12
3.1.1	<i>Calcestruzzo per pali, fondazioni, diaframmi e elevazioni</i> .....	12
3.1.2	<i>Calcestruzzo per profili redirettivi, lastra prefabbricata elevazioni</i> .....	12
3.1.3	<i>Miscela cementizia jet-grouting</i> .....	12
3.2	Acciaio .....	12
3.2.1	<i>Acciaio in barre per getti</i> .....	12
3.3	Durabilità dei materiali .....	13
3.3.1	<i>Conglomerati cementizi</i> .....	13
3.4	Resistenza al fuoco .....	14
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	15
4.1	Stratigrafie di riferimento.....	15
4.2	Stratigrafie di calcolo .....	20
5	CRITERI DI CALCOLO.....	22
5.1	Modello strutturale paratie (Modello A).....	23
5.1.1	<i>Metodo di soluzione</i> .....	23
5.1.2	<i>Analisi ad elementi finiti</i> .....	24
5.2	Modelli strutturali vasca antifalda con diaframmi e pali (Modello B).....	25
5.3	Modelli strutturali vasca antifalda fondazione diretta (Modello C) .....	26
5.3.1	<i>Modello C</i> .....	26
6	ANALISI DEI CARICHI .....	28
6.1	Azioni permanenti strutturali ( $G_1$ ).....	28
6.1.1	<i>Peso proprio</i> .....	28
6.2	Azioni permanenti non strutturali ( $G_2$ ).....	28
6.2.1	<i>Terreno riempimento</i> .....	28
6.3	Spinta del terreno ( $G_3$ ).....	29
6.4	Azione sismica (E) .....	29
6.4.1	<i>Stati limite di progetto sismici</i> .....	29
6.4.2	<i>Spettri di risposta</i> .....	29
6.4.3	<i>Masse efficaci e variabilità del moto sismico</i> .....	34
6.4.4	<i>Amplificazione sismica di progetto</i> .....	34
6.5	Variazioni termiche ( $\epsilon_3$ ).....	36
6.6	Cedimenti vincolari ( $\epsilon_4$ ) .....	37
6.7	Azioni accidentali da traffico veicolare ( $Q_1$ ).....	37
6.7.1	<i>Azioni sopra la fondazione (vasca con diaframmi e pali)</i> .....	37
6.7.2	<i>Azioni sopra la fondazione (vasca fondazione diretta)</i> .....	39

6.7.3	<i>Spinte sui piedritti</i> .....	40
7	ANALISI VASCA ANTIFALDA CON DIAFRAMMI E PALI .....	43
7.1	Combinazioni di carico.....	43
7.1.1	<i>Stati Limite Ultimi</i> .....	43
7.1.2	<i>Combinazioni di carico delle verifiche</i> .....	46
7.2	Sollecitazioni di calcolo.....	48
7.2.1	<i>Diaframmi (fase 1)</i> .....	48
7.2.2	<i>Vasca antifalda (fase 2)</i> .....	48
7.2.3	<i>Pali e diaframmi (fase 2)</i> .....	61
7.3	Verifiche degli elementi in cemento armato.....	67
7.3.1	<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimi</i> .....	67
7.3.2	<i>Verifiche agli Stati Limite di Esercizio</i> .....	68
7.3.3	<i>Verifiche allo Stato Limite di Fessurazione</i> .....	68
7.3.4	<i>Verifiche strutturali</i> .....	69
7.4	Verifiche geotecniche fondazioni.....	70
7.4.1	<i>Resistenza di progetto a carichi assiali</i> .....	70
7.4.2	<i>Resistenza di progetto a carichi trasversali</i> .....	75
7.4.3	<i>Riepilogo verifiche</i> .....	76
7.4.4	<i>Tabelle di verifica</i> .....	77
7.5	Verifiche idrauliche .....	78
7.5.1	<i>Verifica al sollevamento</i> .....	78
8	ANALISI MURI AD "U" TIPO 1 .....	81
8.1	Schema di calcolo.....	81
8.2	Risultati delle analisi .....	81
8.2.1	<i>Condizioni di carico</i> .....	81
8.2.2	<i>Combinazioni di carico</i> .....	82
8.2.3	<i>Sollecitazioni nodali</i> .....	84
8.3	Verifiche strutturali .....	87
8.3.1	<i>Riepilogo armature</i> .....	87
8.3.2	<i>Verifiche pressoflessione e taglio SLU</i> .....	87
8.3.3	<i>Verifiche pressoflessione SLE</i> .....	88
8.4	Verifica geotecnica fondazione.....	90
8.4.1	<i>Verifica di capacità portante allo Stato Limite Ultimo</i> .....	90
8.4.2	<i>Verifica dei cedimenti allo Stato Limite di Esercizio</i> .....	92
8.5	Verifiche idrauliche .....	93
9	ANALISI MURI AD "U" TIPO 2 .....	94
9.1	Schema di calcolo.....	94
9.2	Risultati delle analisi .....	94
9.2.1	<i>Condizioni di carico</i> .....	94
9.2.2	<i>Combinazioni di carico</i> .....	95
9.2.3	<i>Sollecitazioni nodali</i> .....	95
9.3	Verifiche strutturali .....	99
9.3.1	<i>Riepilogo armature</i> .....	99
9.3.2	<i>Verifiche pressoflessione e taglio SLU</i> .....	99
9.3.3	<i>Verifiche pressoflessione SLE</i> .....	101
9.4	Verifica geotecnica fondazione.....	103
9.5	Verifiche idrauliche .....	103
10	ANALISI MURI AD "U" TIPO 3 .....	104
10.1	Schema di calcolo.....	104
10.2	Risultati delle analisi .....	104
10.2.1	<i>Condizioni di carico</i> .....	104
10.2.2	<i>Combinazioni di carico</i> .....	105

10.2.3 Sollecitazioni nodali .....	105
10.3 Verifiche strutturali .....	108
10.3.1 Riepilogo armature .....	108
10.3.2 Verifiche pressoflessione e taglio SLU.....	108
10.3.3 Verifiche pressoflessione SLE.....	109
10.4 Verifica geotecnica fondazione.....	111
10.5 Verifiche idrauliche .....	111
11 ANALISI MURI AD "U" TIPO 4 .....	112
11.1 Schema di calcolo.....	112
11.2 Risultati delle analisi .....	112
11.2.1 Condizioni di carico.....	112
11.2.2 Combinazioni di carico.....	113
11.2.3 Sollecitazioni nodali .....	113
11.3 Verifiche strutturali .....	115
11.3.1 Riepilogo armature .....	115
11.3.2 Verifiche pressoflessione e taglio SLU.....	116
11.3.3 Verifiche pressoflessione SLE.....	117
11.4 Verifica geotecnica fondazione.....	118
11.5 Verifiche idrauliche .....	118
12 ANALISI DIAFRAMMA TIPO, DIAFRAMMA RAMPE, DIAFRAMMA VASCA .....	119
13 ALLEGATI DI CALCOLO.....	120

# 1 PREMESSE

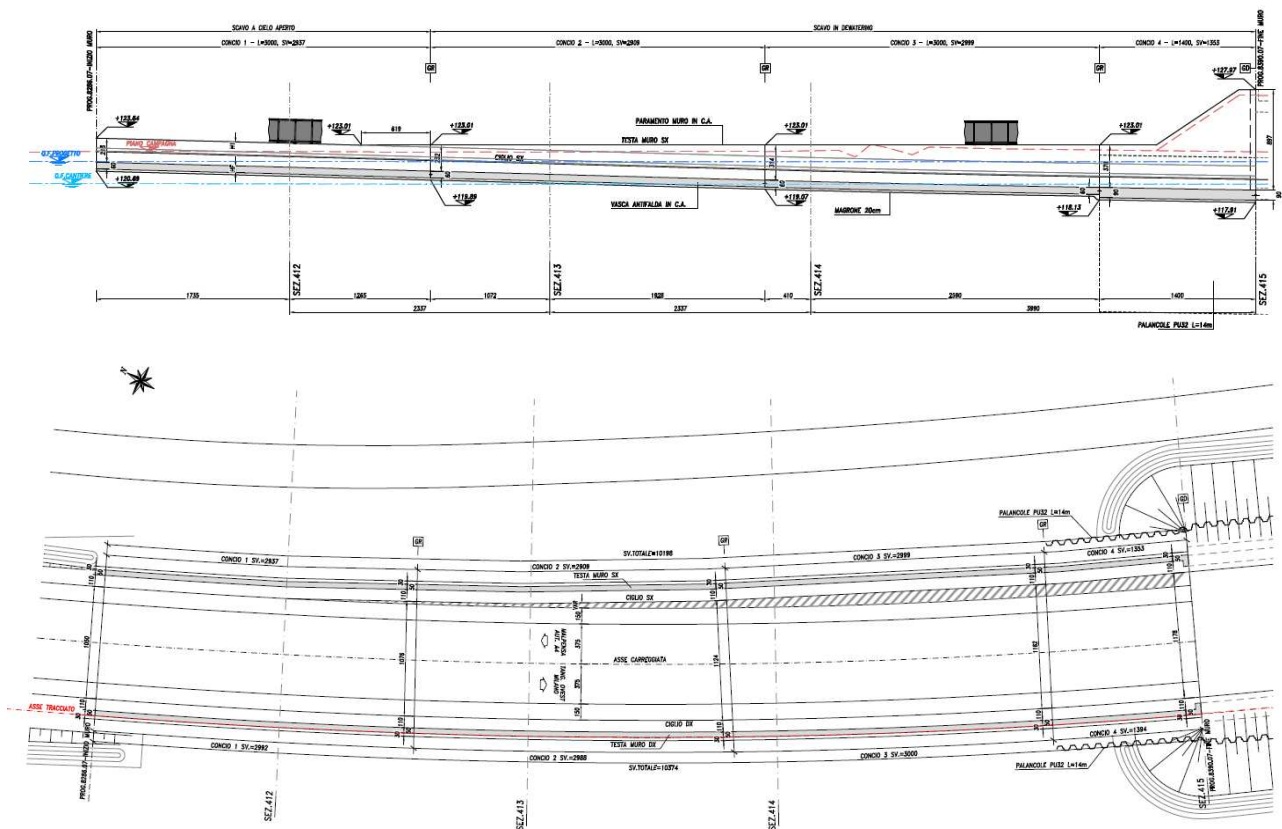
Oggetto della presente relazione sono le opere facenti parte del progetto definitivo del collegamento tra la S.S 11 “Padana Superiore” a Magenta e la Tangenziale Ovest di Milano, variante di Abbiategrasso sulla S.S. 494 e adeguamento del tratto Abbiategrasso – Vigevano fino al nuovo ponte sul Ticino.

La presente relazione è relativa all’analisi e al dimensionamento di tutte le opere di sostegno del terreno e della protezione antifalda dei tratti in trincea della nuova strada nel tratto “A”, opere progettate in accordo con i profili di soggiacenza individuati nella documentazione geologico-geotecnica di riferimento.

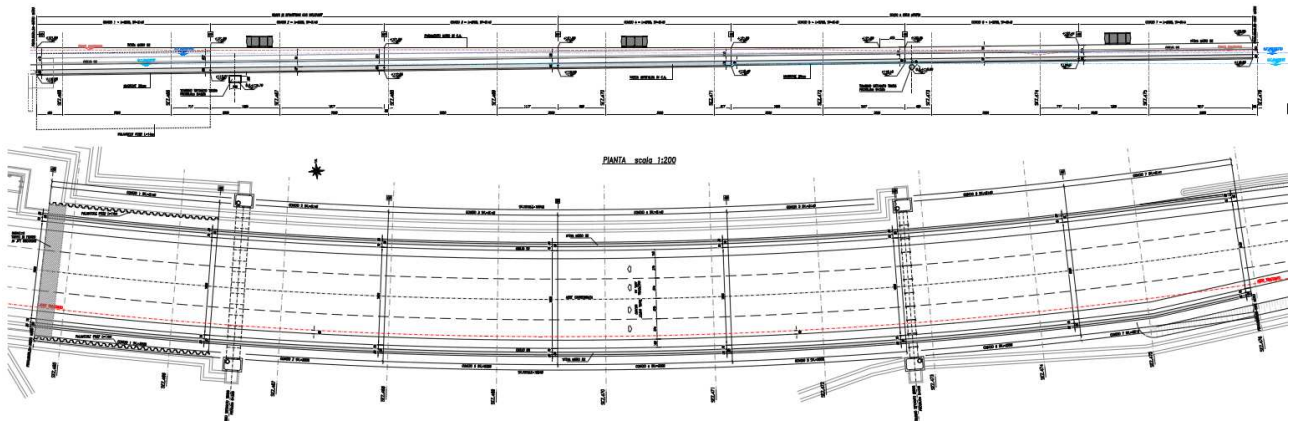
Le opere in oggetto comprendono principalmente due tipologie, una prima a quota più superficiale con manufatti a U antifalda in c.a. con fondazione diretta sul terreno e una seconda più profonda, con vasche antifalda in c.a. contenute in un paratie laterali di diaframmi in c.a. e collegate a pali trivellati interni con funzione antisollevarmento verso le sottospinte di falda.

Gli scavi più profondi e più larghi nei tratti in diaframmi sono impermeabilizzati in fase di cantiere con tappi in jet-grouting provvisionali, mentre gli scavi a cielo aperto sono realizzati con palancole provvisionali metallici e sono dotati, ove previsto, di impianti di aggotamento e smaltimento delle acque in fase di cantierizzazione. Data la grande varietà di geometrie e tipologie di opere si rimanda direttamente alle figure seguenti e a agli elaborati grafici di progetto.

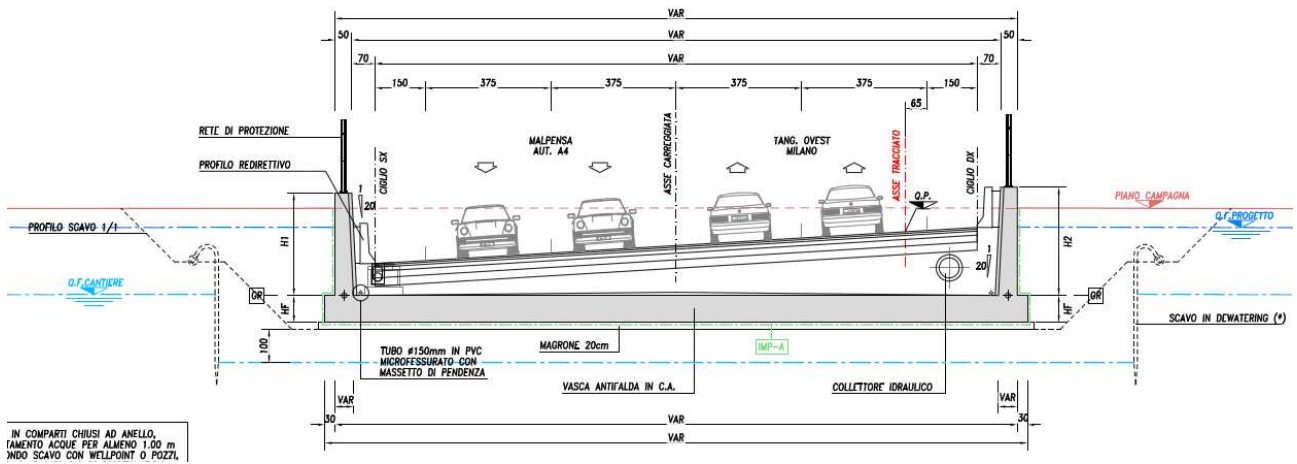
Nel seguito si riportano i metodi di calcolo, le ipotesi adottate e le principali verifiche strutturali, geotecniche e idrauliche.



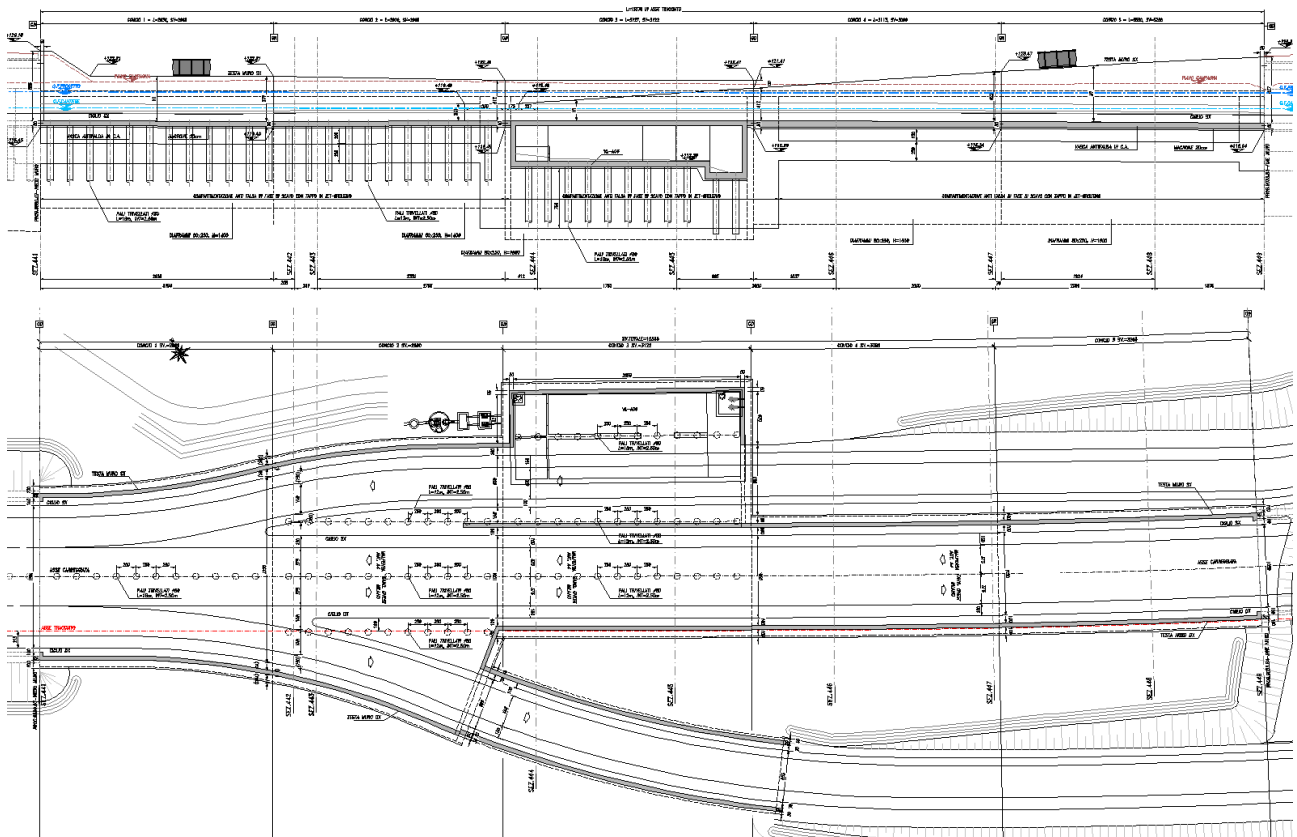
Pianta e profilo generale del muro a U da sezione 412 a sezione 415



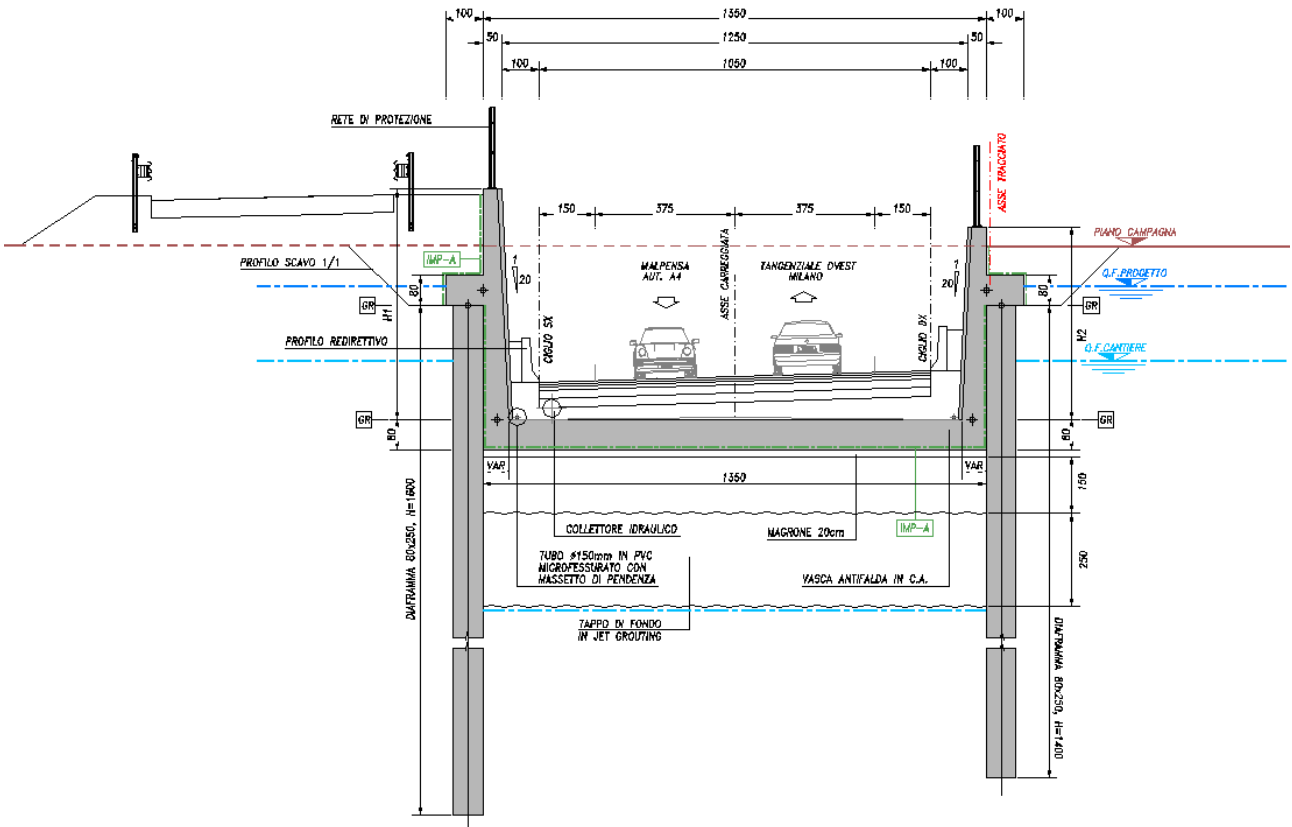
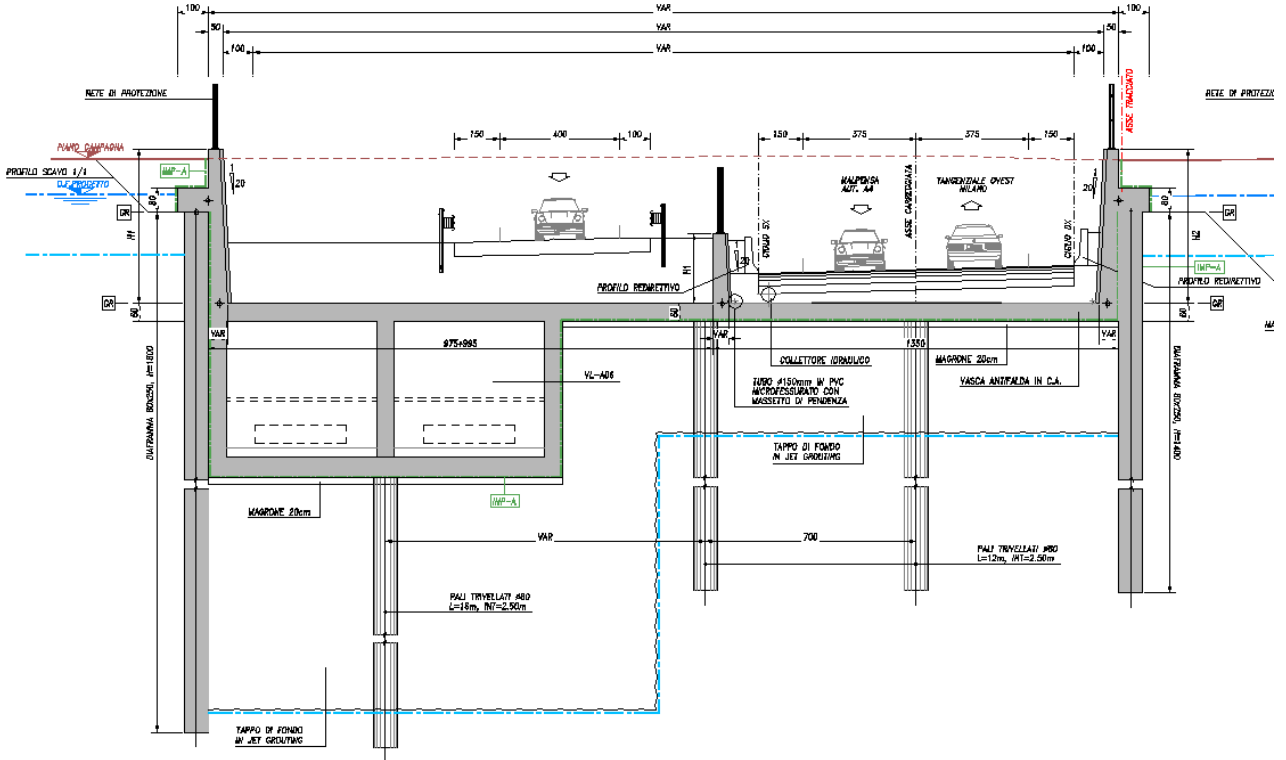
Pianta e profilo generale del muro a U da sezione 465 a sezione 476



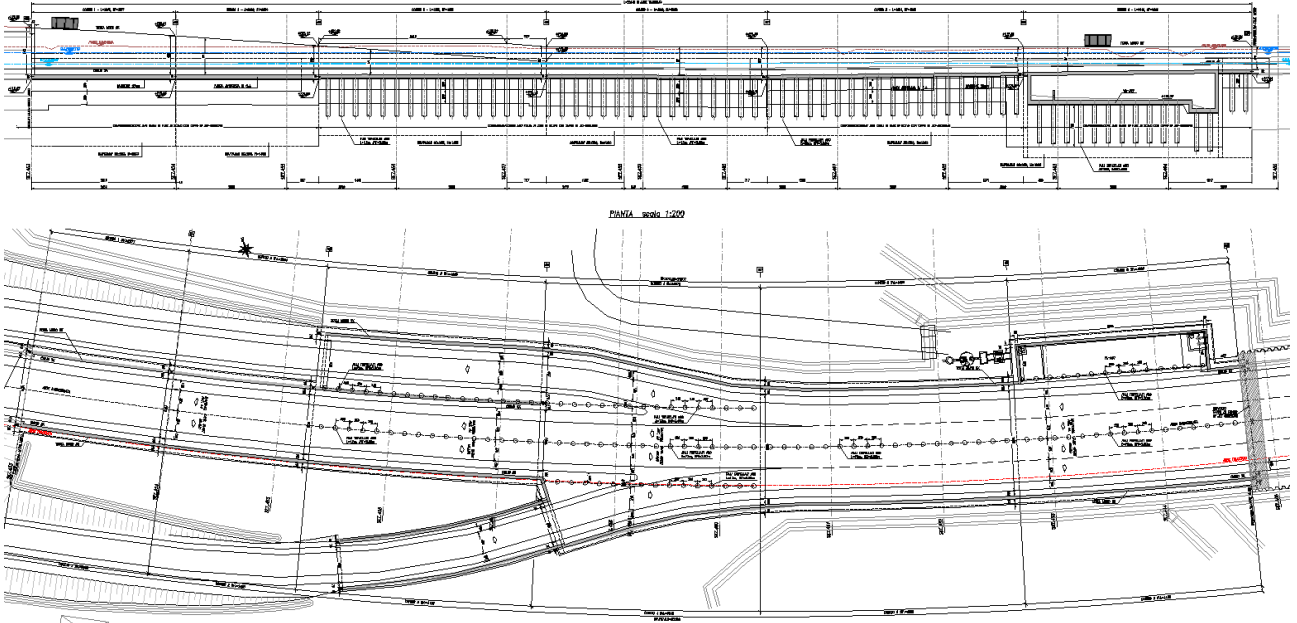
Sezione tipo del muro a U antifalda



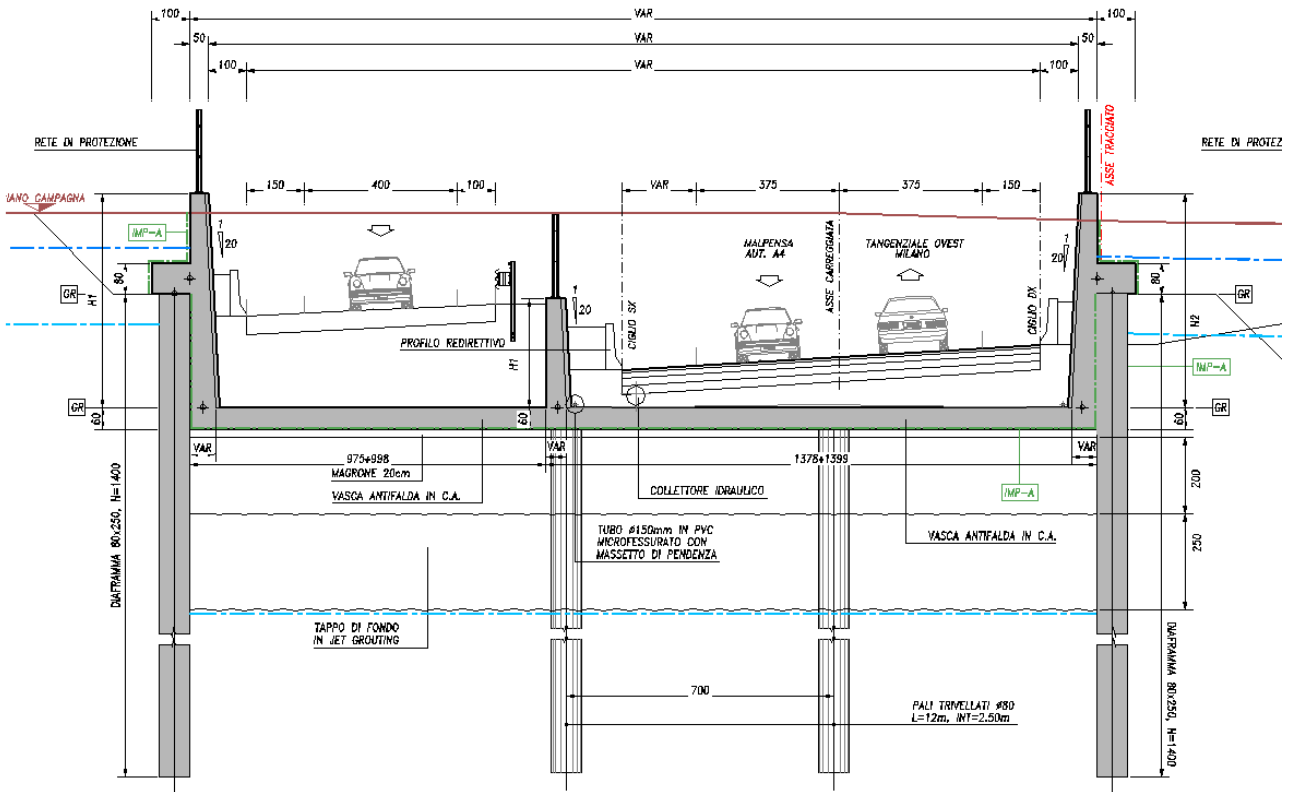
Pianta e profilo generale del muro a U da sezione 441 a sezione 449



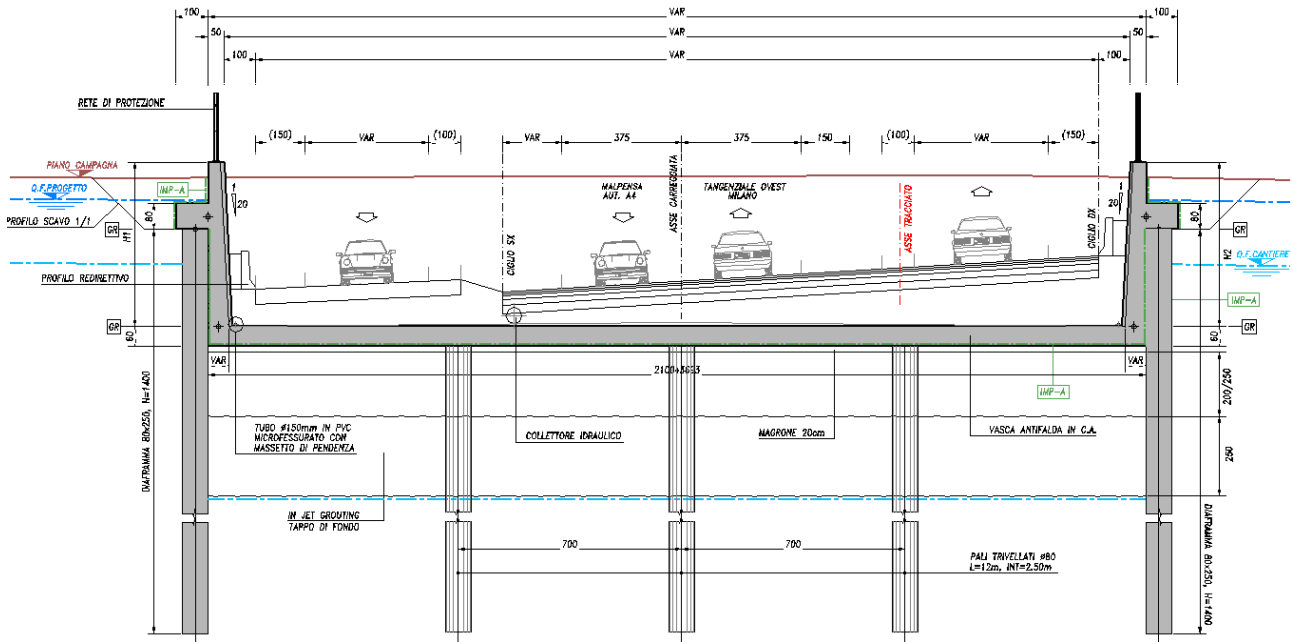
Sezioni tipo della vasca antifalda



Pianta e profilo generale del muro a U da sezione 453 a sezione 465







Sezioni tipo della vasca antifalda

## 1.1 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. 14.01.2008 – “Norme tecniche per le costruzioni” e relativa circolare esplicativa (Circolare 02.02.2009 n. 617/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 “Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale”)
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 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	$V_R = V_N * C_U = 100$ anni $\geq 35$ anni

Le opere provvisorie, accessorie alla realizzazione delle opere in progetto, sono state sempre progettate e calcolate adottando il criterio degli stati limite (S.L.), con i seguenti parametri di calcolo:

Vita nominale	$V_N = 10$ anni (§ 2.4.1 “Opere provvisorie – Opere provvisorie - Strutture in fase costruttiva”)
Classe d’uso	II (§ 2.4.2, “Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti”)

Coefficiente d'uso  $C_U = 1.0$

Periodo di riferimento  $V_R = V_N * C_U = 10 \text{ anni} \geq 35 \text{ anni} \rightarrow 35 \text{ anni}$

## 2 **NORMATIVA**

Si riportano nel seguito la normativa tecnica adottata per il dimensionamento delle opere strutturali.

### 2.1 **Normativa tecnica di riferimento**

#### 2.1.1 **Geotecnica**

- 1) Circ. Dir. Centr. Tecn. N°97/81 "Istruzioni relative alle Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegni delle terre e delle opere di fondazione".
- 2) D.M. 11.03.1988 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"
- 3) Raccomandazioni AICAP "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce" ed. maggio 1993.
- 4) Associazione Geotecnica Italiana [1984] - "Raccomandazioni sui pali di fondazione"
- 5) UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: "Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali".

#### 2.1.2 **Materiali**

- 6) UNI EN 197-1 giugno 2001 – "Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;
- 7) UNI EN 11104 marzo 2004 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità", Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;
- 8) UNI EN 206-1 ottobre 2006 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità".

#### 2.1.3 **Costruzioni in c.a. e acciaio**

- 9) Legge 5 Novembre 1971 N° 1086 – "Norme per la disciplina delle opere in calcestruzzo cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- 10) D.M. 3 Dicembre 1987 - "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate";
- 11) D.M. 09.01.1996 - "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento normale e precompresso e per le strutture metalliche"
- 12) Circolare LL.PP. 4 Luglio 1996 n° 156 AA.GG./S.T.C. – "Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» di cui al D.M. 16.01.1996";
- 13) Circolare LL.PP. 10 Aprile, n° 65/AA.GG. – "Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica» di cui al D.M. 16.01.1996";
- 14) D.M. 16.01.1996 - "Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"
- 15) Istruzioni CNR-UNI 10011/97 – "Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione"
- 16) Istruzioni CNR 10030/87 – "Anime irrigidite di travi a parete piena"
- 17) Istruzioni CNR-UNI 10016/00 – "Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni"
- 18) Istruzioni CNR 10018-85 – "Apparecchi di appoggio in gomma e in PTFE nelle costruzioni"
- 19) UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: "Criteri generali di progettazione strutturale";
- 20) UNI EN 1991 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – "Azioni in generale";
- 21) UNI EN 1992 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo".

#### 2.1.4 **Ponti stradali**

- 22) D.M. 04/05/1990 - "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali";

- 23) Ministero LL.PP. 25/02/1991 - "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali";
- 24) Istruzioni CNR-DT 207/2008 – "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni";
- 25) UNI EN 1993 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: "Progettazione delle strutture in acciaio".
- 26) UNI EN 1994 (Eurocodice 4) – "Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo".

### **2.1.5 Sismica**

- 27) Legge 2 Febbraio 1974 n.64 - "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- 28) D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 - "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- 29) UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture - Parte 2: "Carico da traffico sui ponti";
- 30) UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006 - "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: "Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi";
- 31) Ordinanza della protezione civile n.2788 del 12/06/1998 - "Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale" GU 146 del 25/06/1998
- 32) Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri – Allegato 1 – "Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – Individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone"
- 33) Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri – Allegato 4 – "Norme Tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e sostegno dei terreni"
- 34) Ordinanza n.3316 - Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03
- 35) UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici";
- 36) UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti";
- 37) UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".

## **2.2 Normativa tecnica vigente**

- 38) D.M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- 39) Circolare LL.PP. n°617 del 02/02/2009 - "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008";
- 40) Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale (febbraio 2008) - "Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive".

## **2.3 Bibliografia e altri riferimenti**

- 41) Lancellotta R. [1991] " Geotecnica" – Edizioni Zanichelli.
- 42) Migliacci – F. Mola – "Progetto agli stati limite delle strutture in c.a." - Masson Italia Editori 1985
- 43) C. Cestelli Guidi - "Geotecnica e tecnica delle fondazioni" - Ulrico Hoepli Editore 1987
- 44) R. Lancellotta – "Geotecnica" - Edizioni Zanichelli 1987
- 45) Bowles J.E.: "Foundations Analysis and Design" 4th edition - McGraw-Hill – New York, 1988
- 46) Bustamante M., Gianceselli L. [1982] - "Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT" -.Pr. of the 2th European symposium on penetration testing, Amsterdam.

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per gli elementi strutturali in cemento armato è previsto l'impiego dei seguenti materiali.

#### 3.1 Calcestruzzo

##### 3.1.1 Calcestruzzo per pali, fondazioni, diaframmi e elevazioni

Classe minima	C25/30		
Classe di esposizione ambientale	XC2 (XC2-XF2 elevazioni)		
Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg	$R_{ck}$	$\geq 30$	MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = R_{ck} * 0.83 =$	24.90	MPa
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	32.90	MPa
Modulo elastico	$E_c = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	31447	MPa
Valore medio di resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 * (f_{ck})^{2/3} =$	2.56	MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	1.79	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	$f_{cd} = \alpha_{CC} * f_{ck} / \gamma_C =$	14.11	MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.19	MPa
Valore ultimo della deformazione a compressione	$\epsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$		
<u>Stato limite di esercizio</u>			
Tensione max di compressione – Comb. Rara	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	14.94	MPa
Tensione max di compressione – Comb. Quasi perm.	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} =$	11.21	MPa

##### 3.1.2 Calcestruzzo per profili redirettivi, lastra prefabbricata elevazioni

Classe minima	C32/40		
Classe di esposizione ambientale	XC4-XD1-XF2		
Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg	$R_{ck}$	$\geq 40$	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	$\epsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$		
<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 perm.	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} =$	14.94	MPa

##### 3.1.3 Miscela cementizia jet-grouting

Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg	$R_{ck}$	$\geq 25$	MPa
Peso specifico minimo colonne	$f_{ck} = R_{ck} * 0.83 =$	45.65	MPa
Resistenza media a compressione cilindrica	$\gamma_{JG} =$	22	kN/m <sup>3</sup>

#### 3.2 Acciaio

##### 3.2.1 Acciaio in barre per getti

Classe	B450C		
Tensione caratteristica di rottura a trazione	$f_{tk} =$	$\geq 540$	MPa

Tensione caratteristica di snervamento a trazione	$f_{yk} =$	$\geq 450$ MPa
Modulo elastico	$E_s =$	200000 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	$\sigma_s = 0.80 \cdot f_{yk} =$	360.00 MPa

### 3.3 Durabilità dei materiali

#### 3.3.1 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°617 per l'applicazione delle NTC2008.

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  $\Delta c_{dev} = 10$  mm. Per classi di resistenza inferiori a  $C_{min}$  i valori sono da aumentare di 5 mm. Nel caso in oggetto si prevede pertanto  $\Delta c_{dev} = 0$  mm.

$C_{min}$	$C_o$	ambiente	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	
			$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	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

Copriferri minimi in mm ( $V_N = 50$  anni)

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

Condizioni ambientali e classi di esposizione

Per le strutture interrate come i pali, diaframmi, e le fondazioni la classe di esposizione XC2 è determinata dal fatto che la struttura è immersa nel terreno e a contatto con le acque di falda. Anche per le elevazioni, protette sul lato interno dalla lastra prefabbricata (considerata non collaborante) e a contatto con il terreno sul lato esterno, è possibile assumere la stessa classe di esposizione XC2. La zona esposta sul lato esterno è immersa in acqua o terreno non aggressivo, mentre sul lato interno la durabilità è demandata direttamente alla lastra prefabbricata. Si hanno pertanto le seguenti limitazioni:

- Rapporto acqua/cemento < 0.60
- Classe di resistenza > C25/30
- Dosaggio cemento > 300 kg/m<sup>3</sup>

Le strutture in esame sono in ambiente ordinario, pertanto adottando copriferro minimo nominale  $c = 40$  mm (inteso come spessore netto di ricoprimento) si ha:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} + 0 = 25 + 0 + 0 = 25 \text{ mm} < c = 40 \text{ mm} \quad \text{OK VERIFICATO}$$

Per i profili redirettivi, le lastre prefabbricate delle elevazioni e le predalles di impalcato la classe di esposizione è determinata dal fatto che la struttura è in contatto solo con l'ambiente interno dove avviene il transito veicolare. La zona esposta è quindi a vista, soggetta ad umidità moderata con spruzzi d'acqua eventualmente contenenti cloruri e indirettamente a contatto con acqua piovana contenente agenti disgelanti. Si considera quindi classe XC4-XD1-XF2 con le relative limitazioni:

- Rapporto acqua/cemento < 0.50
- Classe di resistenza > C32/40
- Dosaggio cemento > 340 kg/m<sup>3</sup>
- Contenuto di aria > 3%
- Aggregati di adeguata resistenza al gelo/disgelo (conformi alla UNI EN 12620)

Le struttura in esame sono in ambiente aggressivo, pertanto adottando copriferro minimo nominale  $c = 30$  mm (inteso come spessore netto di ricoprimento) si ha:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} + 0 = 25 + 0 + 0 = 25 \text{ mm} < c = 30 \text{ mm} \quad \text{OK VERIFICATO}$$

### 3.4 Resistenza al fuoco

Con riferimento al § 3.6.1.2 delle NTC, in accordo con le caratteristiche funzionali dell'opera, si assume il seguente livello prestazionale in caso di incendio:

Livello I "Nessun requisito specifico di resistenza al fuoco dove le conseguenze del collasso delle strutture siano accettabili o dove il rischio di incendio sia trascurabile".

## 4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

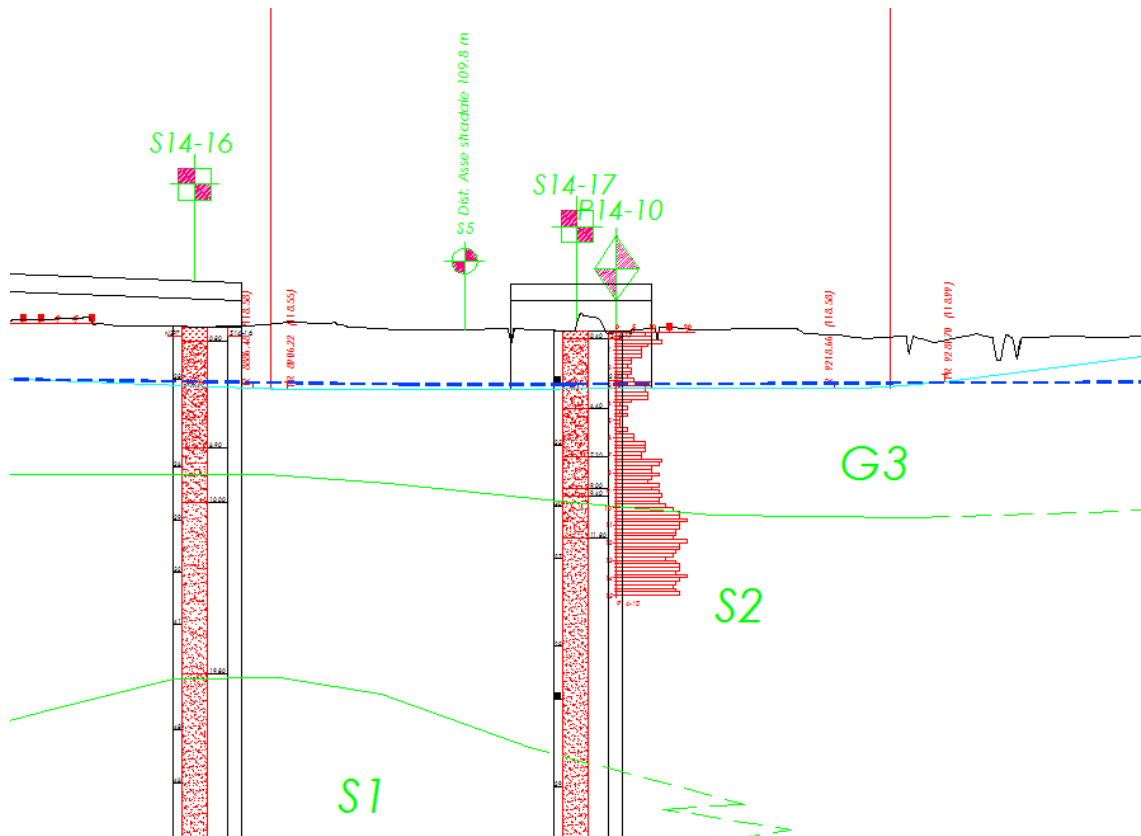
Con riferimento alla relazione geologico-geotecnica realizzata per il progetto della nuova strada, si sono desunte le caratteristiche del terreno utilizzate per il calcolo. Per informazioni di maggior dettaglio vedi direttamente la documentazione geotecnica di riferimento.

### 4.1 Stratigrafie di riferimento

PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI						
UNITA'	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	Dr (%)	E (MPa)	M (MPa)	Cu (kPa)
G3	18.5	31.7	51.6	23.5	-	-
S2	19.0	32.3	46.3	20.7	-	-

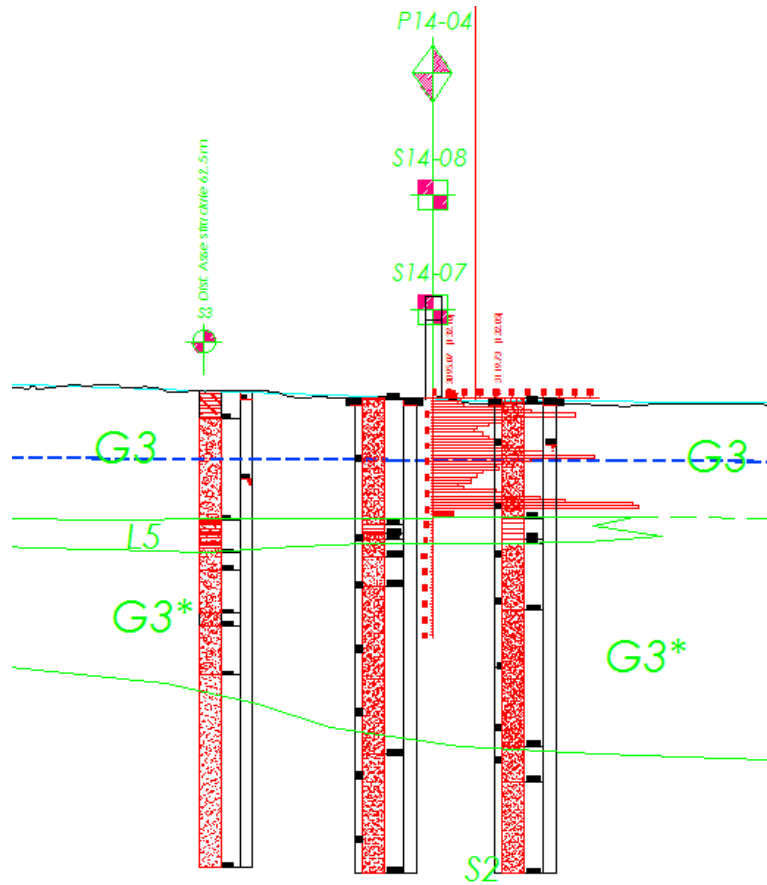
$\gamma$  = peso di volume  
 $\varphi$  = angolo di attrito interno  
 Dr = Densità relativa  
 E = Modulo di Young  
 cu = coesione non drenata  
 M = Modulo edometrico

Parametri geotecnici del terreno di riferimento per le opere di imbocco GA05-GA06



Profilo geotecnico di riferimento per le opere di imbocco GA05-GA06





Profilo geotecnico di riferimento per il muro di sostegno sez.151-155

MT.	QUOTA DA P.C.	SIMBO LOGIA	CAMPIONI			DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	%	P.P. kg/cm2	T.V. kg/cm2	S.P.T.			Liv acqua	Piezometro
			tipo	num	PROF					N1	N2	N3		
1	40					Terreno vegetale								
2						Limo sabbioso marrone				9	14	17		
3	3.10					Sabbia limosa con ghiaia marrone							3.00	
4						Sabbia debolmente ghiaiosa marrone				10	14	20		
5	5.00					Sabbia con ghiaia								
6						Sabbia limosa debolmente ghiaiosa marrone				9	15	25		
7	7.50					Sabbia con ghiaia marrone								
8	8.00		RI	1	8-8.40	Sabbia limosa debolmente ghiaiosa marrone								
9						Sabbia con ghiaia								
10						Sabbia limosa debolmente ghiaiosa marrone				10	17	30		
11	12.00					Sabbia con ghiaia marrone								
12						Sabbia con ghiaia marrone								
13	14.10					Sabbia con ghiaia marrone								
14			RI	2	15.6-16.00	Sabbia con ghiaia marrone								
15	17.60					Sabbia marrone				8	15	20		
16						Sabbia marrone								
17	20.50					Limo sabbioso debolmente ghiaioso marrone								
18	21.50		RI	3	20.6-21.00	Limo sabbioso debolmente ghiaioso marrone								
19						Sabbia con ghiaia marrone				11	15	31		
20	23.70					Sabbia con ghiaia marrone								
21						Sabbia con ghiaia marrone								
22						Sabbia con ghiaia marrone								
23						Sabbia con ghiaia marrone								
24						Sabbia con ghiaia marrone								
25						Sabbia con ghiaia marrone								
26						Sabbia con ghiaia marrone								
27						Sabbia con ghiaia marrone				10	13	21		
28						Sabbia con ghiaia marrone								
29	30.00					Sabbia con ghiaia marrone								

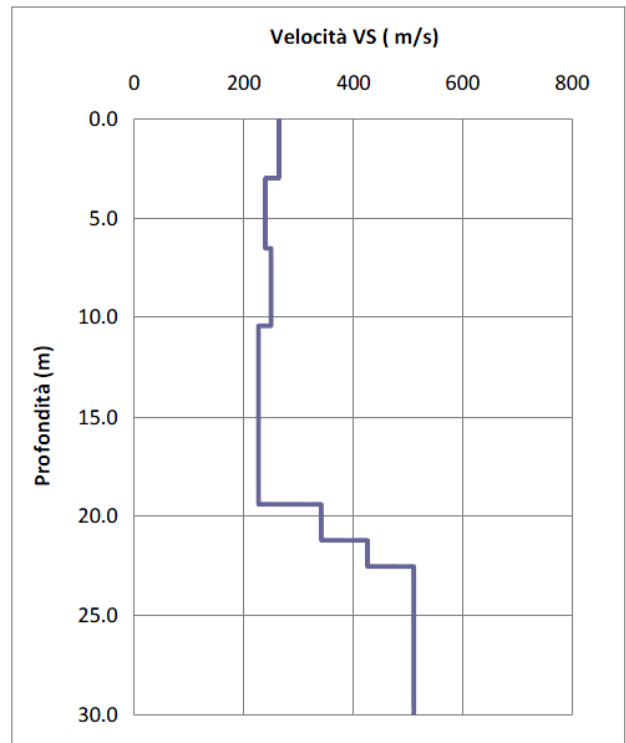
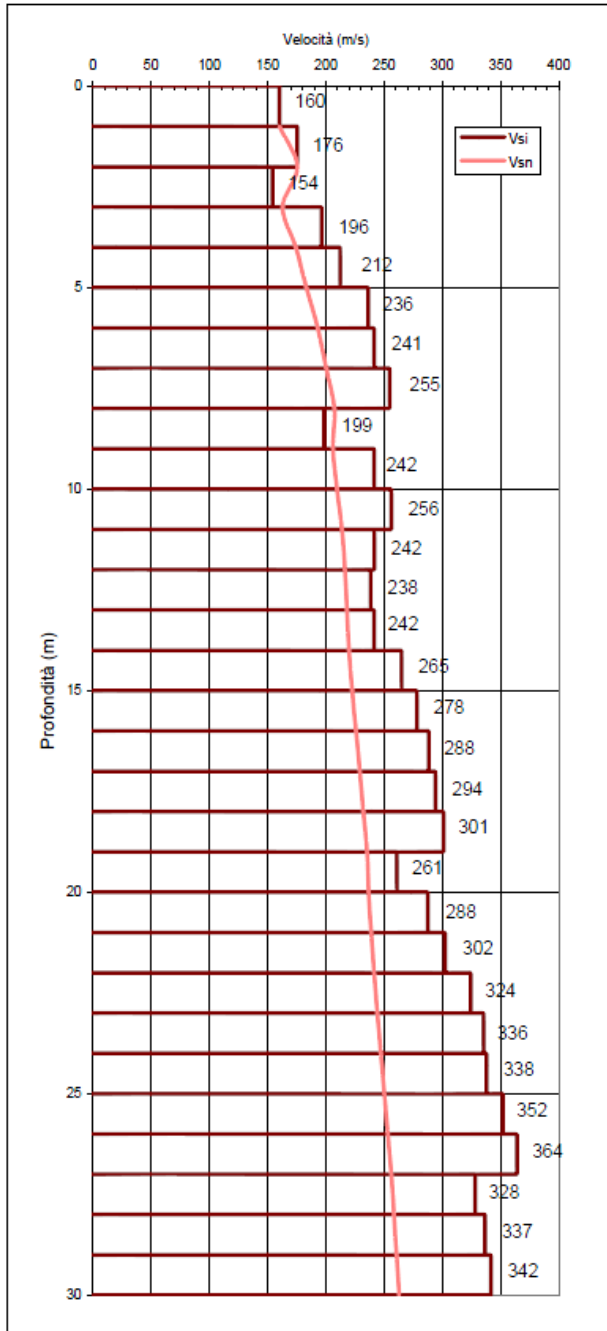
Parametri sondaggio S14-15

MT.	QUOTA DA P.C.	SIMBO LOGIA	CAMPIONI			DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	%	P.P. kg/cm2	T.V. kg/cm2	S.P.T.			Liv acqua	Piezometro	d-h
			tip	num	PROF					N1	N2	N3			
1	80														
2															
3									7	12	16				
4															
5															
6															
7	6.00														
8			Ri	1	7.8-8.00				5	11	15				
9															
10	10.00														
11									7	12	17				
12															
13															
14									8	14	18				
15			Ri	2	14.8-15.00										
16															
17									8	18	23				
18															
19															
20	19.80														
21															
22									19	23	25				
23															
24			Ri	3	24-24.80										
25															
26									17	24	22				
27															
28															
29															
	30.00														30.00

Parametri sondaggio S14-16

MT.	QUOTA DA P.C.	SIMBO LOGIA	CAMPIONI			DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	%	P.P. kg/cm2	T.V. kg/cm2	S.P.T.			Liv. acqua	Piezometro
			tipo	num	PROF					N1	N2	N3		
1	.40					Terreno Vegetale								
2														
3						Sabbia con ghiaia marrone				7	12	19		
4	4.40													
5						Sabbia limosa debolmente ghiaiosa marrone				7	10	15		
6														
7	7.20													
8			RI	1	8-8.40	Sabbia con ghiaia marrone								
9	9.00					Sabbia limosa marrone								
10	9.40									9	13	17		
11			RI	2	11-11.40	Sabbia debolmente ghiaiosa								
12	11.80													
13										8	12	15		
14														
15														
16														
17														
18										9	12	16		
19														
20														
21						Sabbia marrone				8	13	15		
22														
23														
24														
25			RI	3	24.6-25.00									
26										8	12	17		
27														
28														
29	30.00													

Parametri sondaggio S14-17



Prova down-hole sondaggio S14-16 e prova sismica MASW14-4

## 4.2 Stratigrafie di calcolo

La stratigrafia dei terreni di fondazione adottata nel calcolo è stata ipotizzata secondo le seguenti caratteristiche geotecniche:

Da [m]	A [m]	Formazione	Descrizione
+Hril	+0 (*)	RIL	Rilevato di nuova formazione
+0 (*)	-10	G3	Ghiaie e depositi fini
> -10 (*)		S2	Sabbia e ghiaie con depositi fini

Formazione	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Valori medi		Valori minimi		$N_{SPT}$
			$c'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)	
G3	17.5	18.5	-	31.5	-	29.0	12-15
S2	18	19	-	32.0	-	30.0	20-25

Stratigrafia di calcolo spalle

(\*) La quota di zero coincide con -0.00 m dal p.c. esistente

$\gamma_{nat}$  = peso di volume naturale

$\gamma_{sat}$  = peso di volume saturo

$\Phi'$  = angolo di attrito

$c'$  = intercetta di coesione /  $c_u$  = coesione non drenata

Per il materiale costituente il nuovo rilevato si considerano i seguenti parametri geotecnici:

Formazione	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)
Rilevato	20	0	35

Parametri stratigrafici di calcolo del materiale di reinterro

Si considerano due scenari di calcolo, uno denominato “scenario di progetto” con quota di falda a -0.90 m da p.c. e uno denominato “scenario di cantiere” con quota di falda a -2.90 m da p.c..

## 5 CRITERI DI CALCOLO

Le opere di imbocco più profonde sono costituite da diaframmi perimetrali, tappi di fondo provvisionali in jet-grouting, una vasca antifalda interna agganciata ai pali di fondazione centrali e alle paratie laterali.

Le strutture di contenimento del terreno e della falda vengono analizzate con due modelli accoppiati, in accordo con le fasi costruttive, dove si hanno inizialmente dei diaframmi laterali a mensola libera e dei pali interni scavati nel terreno. Con l'abbassamento dello scavo della galleria, successivamente avviene la costruzione della vasca antifalda, struttura che viene poi collegata alle opere di sostegno e di sottofondazione stesse.

In accordo con le fasi costruttive, nel modello di calcolo sono le paratie laterali che incassano la maggior parte delle spinte orizzontali del terreno e della falda, in quanto ovviamente sono le prime opere ad essere costruite per delimitare gli scavi.

Le strutture della vasca antifalda interna, collegata ai pali e ai cordoli dei diaframmi, entrano in azione nelle fasi seguenti, quando si prevede la modifica delle quote di falda, l'applicazione dei sovraccarichi accidentali a tergo delle opere di sostegno laterali e il sisma. Non tenendo conto dell'attrito tra le superfici interne diaframmi/contropareti, si è ipotizzato che le forze di interscambio tra i due elementi disaccoppiati siano ubicate solamente in prossimità del cordolo diaframma (costruito in continuità con la controparete) e della fondazione. In questi punti le strutture della vasca interna impediscono alla paratia di ruotare e spostarsi e pertanto possono essere assimilati a puntelli rigidi orizzontali.

Dopo aver risolto il calcolo a paratia (denominato Modello A), si applicano quindi le reazioni dei puntelli al modello agli elementi finiti della vasca antifalda interna (denominato Modello B). Qui sono modellate, oltre alle sottospinte della falda e dei carichi e sovraccarichi accidentali interni, anche il contributo dei pali e dei diaframmi laterali, progettati per costituire un vincolo antisollevamento per le parti interne della struttura.

Le opere di imbocco più esterne sono realizzate a cielo aperto e sono costituite da manufatti a U atti a proteggere la sede stradale posta in trincea dalle acque di falda. I conci di imbocco maggiormente interrati sono realizzati scavando con palanco lati provvisionali con aggettamento delle acque di falda (le palancole sono le stesse utilizzate per gli scavi nella galleria GA05).

Il calcolo avviene con i metodi tradizionale adottati per le opere di sostegno murarie (Modello C).

Data la numerosa casistica di tipologie di opere, si riepilogano in seguito quanto verificato nella presente relazione.

Per le vasche antifalda in diaframmi e jet-grouting agli imbocchi delle gallerie GA05-GA06, con riferimento alle geometrie di progetto, vengono studiate le strutture dei conci C1 (sez.441) e C5 (sez.461), dei conci C2 (sez.442) e C4 (sez.458), dei conci C1-C2 (sez.453) e C4-C5 (sez.446), dei conci in prossimità delle vasche di laminazione VL-A06 e VL-A07.

Per le vasche antifalda con scavo a cielo aperto in dewatering, si ha la seguente tabella riassuntiva:

### **Muri ad "U" da pk 8+286 a pk 8+390**

CONCIO	Lunghezza [m]	Largh.media totale [m]	Largh.media carreggiata [m]	Sp.fond. [m]	H media ritti [m]
1	30.00	14.43	10.63	0.60	≅ 2.80
2	30.00	14.80	11.00	0.60	≅ 3.00
3	30.00	15.23	11.43	0.60	≅ 3.50
4	14.00	15.50	11.70	0.90	≅ 7.00

### **Muri ad "U" da pk 9+335 a pk 9+527**

CONCIO	Lunghezza [m]	Largh.media totale [m]	Largh.media carreggiata [m]	Sp.fond. [m]	H media ritti [m]
1	32.00	21.00	18.00	0.80	≅ 4.00
2	32.00	21.00	18.00	0.80	≅ 3.50
3	32.00	21.00	18.00	0.80	≅ 3.30

<b>4</b>	32.00	21.00	18.00	0.80	≅ 3.25
<b>5</b>	32.00	21.00	18.00	0.60	≅ 3.25
<b>6</b>	32.00	21.00	18.00	0.60	≅ 3.25

I ritti hanno spessore in testa pari a 40 cm e paramento interno inclinato al 5% con un rivestimento costituito da lastre prefabbricate in c.a. di spessore pari a 10 cm. La testa dei ritti ha una quota assoluta di circa 50 cm più alta rispetto al piano campagna ed è sormontata da una rete di protezione.

L'analisi viene eseguita per i seguenti conci tipologici, i risultati così ottenuti vengono estesi per tutti gli altri conci.

#### **Muri ad "U" da pk 8+286 a pk 8+390**

<b>Tipologia concio</b>	<b>Concio Analizzato</b>	<b>Conci assimilati</b>
<b>Tipo 1</b>	3	1 - 2 - 3
<b>Tipo 2</b>	4	4

#### **Muri ad "U" da pk 9+335 a pk 9+527**

<b>Tipologia concio</b>	<b>Concio Analizzato</b>	<b>Conci assimilati</b>
<b>Tipo 3</b>	1	1 - 2 - 3 - 4
<b>Tipo 4</b>	5	5 - 6

## **5.1 Modello strutturale paratie (Modello A)**

Il calcolo delle paratie in oggetto viene effettuato attraverso l'utilizzo del software di calcolo PAC 10.0 della ditta AZTEC Informatica, nella forma originale commercializzata dall'azienda.

La valutazione dei coefficienti di spinta attiva e passiva per lo stato di sollecitazione statica è effettuata a partire dai parametri geotecnici di progetto, facendo ricorso alla teoria di Muller - Breslau, nell'ipotesi di un angolo di attrito ( $\delta$ ) tra la struttura e il terreno come descritto nei paragrafi seguenti.

Secondo i metodi esposti nei paragrafi successivi, la spinta in condizioni sismiche è modellata sommando le sovraspinte inerziali aggiuntive del tratto fuori terra alle spinte statiche calcolate con i parametri geotecnici di progetto.

### **5.1.1 Metodo di soluzione**

Nel caso generale l'equilibrio della paratia è assicurato dal bilanciamento fra la spinta attiva agente da monte sulla parte fuori terra, la resistenza passiva che si sviluppa da valle verso monte nella zona interrata e la controspinta che agisce da monte verso valle nella zona interrata al di sotto del centro di rotazione.

Nel caso di paratia tirantata nell'equilibrio della struttura intervengono gli sforzi dei tiranti (diretti verso monte); in questo caso, se la paratia non è sufficientemente infissa, la controspinta sarà assente.

Pertanto il primo passo da compiere nella progettazione è il calcolo della profondità di infissione necessaria ad assicurare l'equilibrio fra i carichi agenti (spinta attiva, resistenza passiva, controspinta, tiro dei tiranti ed eventuali carichi esterni).

Nel calcolo classico delle paratie si suppone che essa sia infinitamente rigida e che possa subire una rotazione intorno ad un punto (Centro di rotazione) posto al di sotto della linea di fondo scavo (per paratie non tirantate).

Occorre pertanto costruire i diagrammi di spinta attiva e di spinta (resistenza) passiva agenti sulla paratia. A partire da questi si costruiscono i diagrammi risultanti.

Nella costruzione dei diagrammi risultanti si adotterà la seguente notazione:

- $K_{am}$  diagramma della spinta attiva agente da monte
- $K_{av}$  diagramma della spinta attiva agente da valle sulla parte interrata
- $K_{pm}$  diagramma della spinta passiva agente da monte
- $K_{pv}$  diagramma della spinta passiva agente da valle sulla parte interrata.



Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

$$D_m = K_{pm} - K_{av} \quad e \quad D_v = K_{pv} - K_{am}$$

Questi diagrammi rappresentano i valori limiti delle pressioni agenti sulla paratia. La soluzione è ricercata per tentativi facendo variare la profondità di infissione e la posizione del centro di rotazione fino a quando non si raggiunge l'equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione.

Per mettere in conto un fattore di sicurezza nel calcolo delle profondità di infissione si può agire con tre modalità :

- 1) Applicazione di un coefficiente moltiplicativo alla profondità di infissione strettamente necessaria per l'equilibrio;
- 2) Riduzione della spinta passiva tramite un coefficiente di sicurezza;
- 3) Riduzione delle caratteristiche del terreno tramite coefficienti di sicurezza su  $\tan(\varphi)$  e sulla coesione.

### 5.1.2 Analisi ad elementi finiti

La paratia è considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a trave. Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia  $I$  e l'area  $A$  per metro lineare di larghezza della paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.

La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo. Nel caso di tirante è inserito un ulteriore elemento atto a schematizzarlo. Detta  $L$  la lunghezza libera del tirante,  $A_f$  l'area di armatura nel tirante ed  $E_s$  il modulo elastico dell'acciaio è inserito un elemento di lunghezza pari ad  $L$ , area  $A_f$ , inclinazione pari a quella del tirante e modulo elastico  $E_s$ . La parte interrata della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza, come visto sopra, pari a circa 5 cm.

I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati. I carichi distribuiti sono riportati sempre come carichi concentrati nei nodi (sotto forma di reazioni di incastro perfetto cambiate di segno).

#### 5.1.2.1 Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso è visto come un letto di molle indipendenti fra di loro reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidità della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (costante di Winkler). La costante di sottofondo,  $k$ , è definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario. Dimensionalmente è espressa quindi come rapporto fra una pressione ed uno spostamento al cubo  $[F/L^3]$ . È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle che schematizzano il terreno. Se ( $m$  è l'interasse fra le molle (in cm) e  $b$  è la larghezza della paratia in direzione longitudinale ( $b=100$  cm) occorre ricavare l'area equivalente,  $A_m$ , della molla (a cui si assegna una lunghezza pari a 100 cm). Indicato con  $E_m$  il modulo elastico del materiale costituente la paratia (in  $Kg/cm^2$ ), l'equivalenza, in termini di rigidità, si esprime come

$$A_m = 10000 \cdot \frac{k \cdot \Delta_m}{E_m}$$

Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza dell'estremità inferiore della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Inoltre, tutte le molle hanno, ovviamente, rigidità flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. Quindi la matrice di rigidità di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidità degli elementi della paratia (elementi a rigidità flessionale, tagliante ed assiale), delle matrici di rigidità dei tiranti (solo rigidità assiale) e delle molle (rigidità assiale).

#### 5.1.2.2 Modalità di analisi e comportamento elasto - plastico del terreno

A questo punto vediamo come è effettuata l'analisi. Un tipo di analisi molto semplice e veloce sarebbe l'analisi elastica (peraltro disponibile nel programma PAC). Ma si intuisce che considerare il terreno con un comportamento infinitamente elastico è una approssimazione alquanto grossolana. Occorre quindi introdurre

qualche correttivo che meglio ci aiuti a modellare il terreno. Fra le varie soluzioni possibili una delle più praticabili e che fornisce risultati soddisfacenti è quella di considerare il terreno con comportamento elasto-plastico perfetto. Si assume cioè che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero. Rimane da scegliere il criterio di plasticizzazione del terreno (molle). Si può fare riferimento ad un criterio di tipo cinematico: la resistenza della molla cresce con la deformazione fino a quando lo spostamento non raggiunge il valore  $X_{max}$ ; una volta superato tale spostamento limite non si ha più incremento di resistenza all'aumentare degli spostamenti. Un altro criterio può essere di tipo statico: si assume che la molla abbia una resistenza crescente fino al raggiungimento di una pressione  $p_{max}$ . Tale pressione  $p_{max}$  può essere imposta pari al valore della pressione passiva in corrispondenza della quota della molla. D'altronde un ulteriore criterio si può ottenere dalla combinazione dei due descritti precedentemente: plasticizzazione o per raggiungimento dello spostamento limite o per raggiungimento della pressione passiva. Dal punto di vista strettamente numerico è chiaro che l'introduzione di criteri di plasticizzazione porta ad analisi di tipo non lineare (non linearità meccaniche). Questo comporta un aggravio computazionale non indifferente. L'entità di tale aggravio dipende poi dalla particolare tecnica adottata per la soluzione. Nel caso di analisi elastica lineare il problema si risolve immediatamente con la soluzione del sistema fondamentale (K matrice di rigidezza, u vettore degli spostamenti nodali, p vettore dei carichi nodali).

$$Ku = p$$

Un sistema non lineare, invece, deve essere risolto mediante un'analisi al passo per tener conto della plasticizzazione delle molle. Quindi si procede per passi di carico, a partire da un carico iniziale  $p_0$ , fino a raggiungere il carico totale  $p$ . Ogni volta che si incrementa il carico si controllano eventuali plasticizzazioni delle molle. Se si hanno nuove plasticizzazioni la matrice globale andrà riassembleta escludendo il contributo delle molle plasticizzate. Il procedimento descritto se fosse applicato in questo modo sarebbe particolarmente gravoso (la fase di decomposizione della matrice di rigidezza è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il riassetto e la decomposizione della matrice, ma usano la matrice elastica iniziale (*metodo di Riks*).

Senza addentrarci troppo nei dettagli diremo che si tratta di un metodo di Newton-Raphson modificato e ottimizzato. L'analisi condotta secondo questa tecnica offre dei vantaggi immediati. Essa restituisce l'effettiva deformazione della paratia e le relative sollecitazioni; dà informazioni dettagliate circa la deformazione e la pressione sul terreno. Infatti la deformazione è direttamente leggibile, mentre la pressione sarà data dallo sforzo nella molla diviso per l'area di influenza della molla stessa. Sappiamo quindi quale è la zona di terreno effettivamente plasticizzato. Inoltre dalle deformazioni ci si può rendere conto di un possibile meccanismo di rottura del terreno.

### 5.1.2.3 Analisi per fasi di scavo

L'analisi della paratia per fasi di scavo consente di ottenere informazioni dettagliate sullo stato di sollecitazione e deformazione dell'opera durante la fase di realizzazione. In ogni fase lo stato di sollecitazione e di deformazione dipende dalla 'storia' dello scavo (soprattutto nel caso di paratie tirantate o vincolate).

Definite le varie altezze di scavo (in funzione della posizione di tiranti, vincoli, o altro) si procede per ogni fase al calcolo delle spinte inserendo gli elementi (tiranti, vincoli o carichi) attivi per quella fase, tenendo conto delle deformazioni dello stato precedente. Ad esempio, se sono presenti dei tiranti passivi si inserirà nell'analisi della fase la 'molla' che lo rappresenta. Indicando con  $u$  ed  $u_0$  gli spostamenti nella fase attuale e nella fase precedente, con  $s$  ed  $s_0$  gli sforzi nella fase attuale e nella fase precedente e con  $K$  la matrice di rigidezza della 'struttura' la relazione sforzi-deformazione è esprimibile nella forma:

$$s = s_0 + K(u - u_0)$$

In sostanza analizzare la paratia per fasi di scavo oppure 'direttamente' porta a risultati abbastanza diversi sia per quanto riguarda lo stato di deformazione e sollecitazione dell'opera sia per quanto riguarda il tiro dei tiranti.

## 5.2 Modelli strutturali vasca antifalda con diaframmi e pali (Modello B)

La struttura su diaframmi e pali viene schematizzata come un modello a telaio 2D, denominato Modello B, avente profondità unitaria. Tutti i carichi applicati e le rigidezze del modello vengono di conseguenza adeguate in relazione agli interassi dei singoli elementi strutturali.

## 5.3 Modelli strutturali vasca antifalda fondazione diretta (Modello C)

### 5.3.1 Modello C

Il modello strutturale della sezione scatolare è stato condotto con il programma SCAT 10.0 della Aztec Informatica, nella forma originale commercializzata senza alcuna modifica apportata da parte dell'utente. Il software è dedicato all'analisi e al calcolo di strutture scatolari interrate.

Le verifiche si basano sul concetto dei coefficienti di sicurezza parziali e considerano due famiglie di combinazioni:

- caso A1-M1: vengono incrementati le azioni permanenti e variabili con i coefficienti ( $\gamma_G, \gamma_Q$ ) e vengono lasciate inalterate le caratteristiche di resistenza del terreno. Le combinazioni ottenute sono rilevanti per stabilire la capacità strutturale delle opere che interagiscono con il terreno;
- caso A2-M2: vengono incrementati i carichi variabili e vengono ridotte le caratteristiche di resistenza del terreno ( $\tan(\phi), c', c_u$ ) secondo i coefficienti parziali ( $\gamma_{\tan\phi}, \gamma_{c'}, \gamma_{c_u}, \gamma_{q_u}$ ) definiti da normativa. Le combinazioni ottenute sono rilevanti per il dimensionamento geotecnico.

Le verifiche strutturali o geotecniche sono eseguite sulle soluzioni ottenute dalle combinazione A1-M1 e A2-M2, per tutte le fasi costruttive e combinazioni di carico previste e illustrate nei paragrafi seguenti.

Il modello comprende la struttura completa con l'aggiunta del reinterro di progetto e viene caricato con i pesi propri strutturali ( $G_1$ ), le spinte del terreno ( $G_3$ ), le azioni mobili ( $Q_1$ ), le azioni permanenti ( $G_2$ ), le azioni sismiche (E). Dato che la condizione risulta quella più sfavorevole, la falda è quella di progetto.

#### 5.3.1.1 Metodo di soluzione

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfiacco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno di base (per le molle in fondazione) o del terreno di rinfiacco (per le molle sui piedritti) e all'area di influenza della molla stessa. E' possibile pertanto escludere la resistenza del terreno sui piedritti azzerando la costante di Winkler dello strato di rinfiacco.

A partire dalla matrice di rigidità del singolo elemento,  $K_e$ , si assembla la matrice di rigidità di tutta la struttura  $K$ . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali  $p$ .

Indicando con  $u$  il vettore degli spostamenti nodali incogniti, la relazione risolutiva è la seguente:

$$K \cdot u = p$$

Viene effettuata quindi l'analisi al passo per tener conto delle molle che devono essere eliminate (molle in trazione) dalla matrice globale. L'analisi così condotta fornisce gli spostamenti incogniti  $u$ :

$$u = K^{-1} \cdot p$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nodali, alle sollecitazioni sugli elementi ed alle pressioni sul terreno.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

#### 5.3.1.2 Modulo di sottofondo

Si stima la costante di sottofondo  $k_s$  da utilizzare per simulare la risposta elastica del terreno secondo il procedimento di Bowles (1988) per fondazioni superficiali. Tale teoria utilizza le seguenti relazioni:

$$k_s = \frac{q}{\Delta H}, \quad k_s = \frac{E_s}{B \cdot (1 - \mu^2) \cdot I_s \cdot I_F}$$

$q$  carico agente sul terreno;

- $\Delta H$  cedimento al di sotto del piano fondazione;
- $E_s$  modulo elastico medio del terreno di fondazione;
- $B'$  minima dimensione della fondazione;
- $N$  coefficiente di Poisson del terreno di fondazione.

Utilizzando il metodo di Newmark, si calcola un  $k_s$  in corrispondenza del centro della fondazione e un  $k_s$  in corrispondenza dello spigolo e si mediano infine i valori calcolati. Il procedimento di Newmark si basa sulla distribuzione degli incrementi di sforzo nel terreno secondo Boussinesq e il calcolo dei cedimenti di uno spigolo di area rettangolare. Pertanto si discretizza l'area di partenza in  $m=4$  rettangoli al fine di individuare lo stato di sforzi e di cedimenti al centro della stessa.

Per il calcolo in corrispondenza del centro il termine  $B'$  è pari alla metà della base totale  $B$ , mentre per il calcolo in corrispondenza dello spigolo si ha che  $B'$  è pari alla larghezza totale della fondazione  $B$ .

Il valore del coefficiente di influenza  $I_s$  è stato calcolato attraverso la seguente equazione:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2 \cdot \mu}{1 - \mu} \cdot I_2$$

- $I_1, I_2$  coefficienti dipendenti dai rapporti  $M=L/B$  e  $N=H/B'$ ;
- $H=5B$  altezza dello strato compressibile;
- $B'$  parametro dipendente dal punto in cui si vuole calcolare la costante elastica;
- $L$  sviluppo longitudinale della fondazione.

Il valore del coefficiente di influenza  $I_F$ , che corregge il valore in luce della profondità di posa in base al rapporto  $D/B$ , è estrapolato in base ai valori diagrammati riportati in Bowles (1988).

La media dei valori è effettuata considerando la costante al centro in misura maggiore rispetto a quella sullo spigolo secondo la seguente media pesata suggerita dall'autore:

$$k_{s-media} = \frac{4 \cdot k_{s-centro} + k_{s-spigolo}}{5}$$

CALCOLO MODULO SOTTOFONDO $k_s$ (BOWLES, 1988)			
<b>DATI</b>			
B =	15.20 m	Larghezza fondazione	$I_1 = \frac{1}{\pi} \cdot \left( M \cdot \ln \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1}) \cdot \sqrt{M^2 + N^2}}{M \cdot (1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1}) \cdot \sqrt{1 + N^2}}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right)$ $I_2 = \frac{N}{2\pi} \arctan \left( \frac{M}{N \cdot \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right)$
D =	4.00 m	Approfondimento intradosso fondazione	
L =	32.00 m	Lunghezza fondazione	
$\nu =$	0.30	Coefficiente di Poisson terreno di fondazione	
$E_s =$	70500 kPa	Modulo elastico medio terreno di fondazione	$I_s = I_1 + \frac{1 - 2 \cdot \nu}{1 - \nu} \cdot I_2$ $k_s = \frac{E_s}{B' \cdot (1 - \nu^2) \cdot m \cdot I_s \cdot I_F}$
<b>CALCOLO COEFFICIENTI</b>			
	Centro	Spigolo	
H = 5B =	76.00	76.00 m	Altezza strato compressibile
B' =	7.60	15.20 m	Punto di calcolo (B/2, B)
D/B =	0.263	0.263	
M = L/B =	2.105	2.105	
N = H/B' =	10.000	5.000	
$I_1 =$	0.650	0.531	
$I_2 =$	0.033	0.061	
$I_s =$	0.669	0.565	
$I_F =$	0.85	0.85	
m =	4	1	
$k_s =$	4484	10604 kN/m <sup>3</sup>	
$k_{s-media} = 5708 \text{ kN/m}^3$			

Si adotta un valore della costante di sottofondo  $k_s = 5000 \text{ kN/m}^3$  per le molle di fondazione.

## 6 ANALISI DEI CARICHI

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi agenti sulla struttura oggetto della presente relazione.

### 6.1 Azioni permanenti strutturali ( $G_1$ )

#### 6.1.1 *Peso proprio*

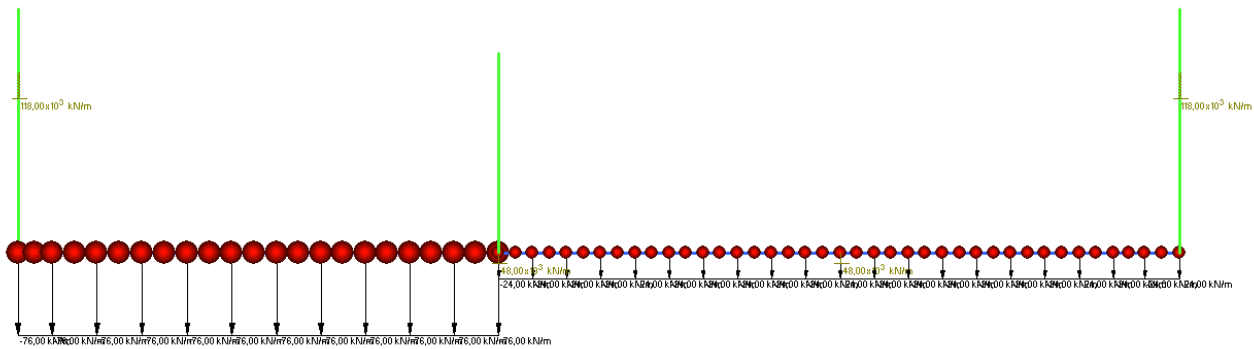
Per gli elementi in c.a. si considera un peso specifico  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ . Nei modelli numerici i pesi sono calcolati automaticamente dal software di calcolo.

### 6.2 Azioni permanenti non strutturali ( $G_2$ )

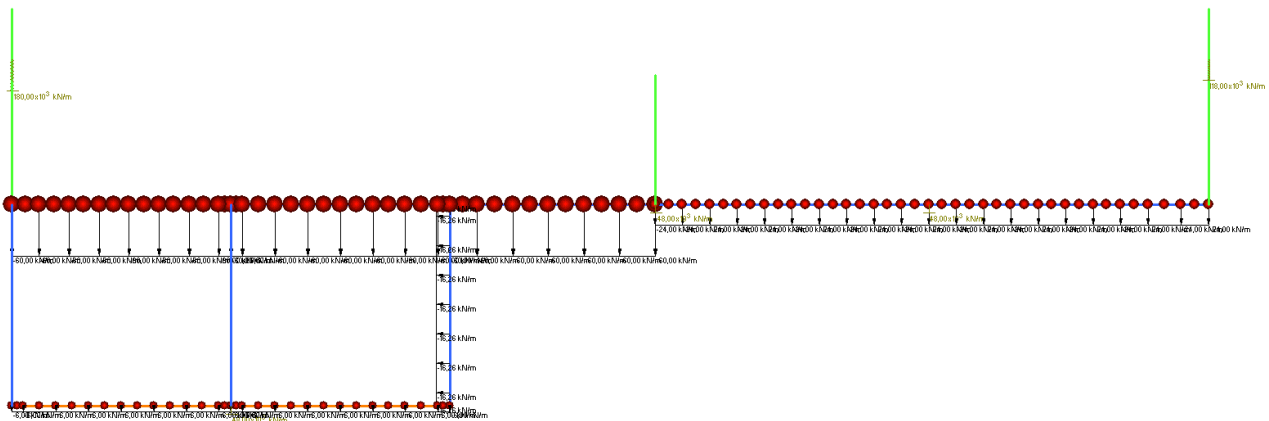
#### 6.2.1 *Terreno riempimento*

Si considera il carico distribuito medio del terreno di reinterro e del riempimento interno medio sopra la fondazione, comprensivo del pacchetto di pavimentazione.

$g_2 = 3.00 \cdot 20 = 60.00 \text{ kN/m}^2$	Vasca diaframmi
$g_2 = 3.80 \cdot 20 = 76.00 \text{ kN/m}^2$	Vasca diaframmi
$g_2 = 1.20 \cdot 20 = 24.00 \text{ kN/m}^2$	Vasca diaframmi, Muri "U" tipo 1 e 2
$g_2 = 1.40 \cdot 20 = 28.00 \text{ kN/m}^2$	Muri "U" tipo 3 e 4
$g_3 = 0.30 \cdot 20 = 6.00 \text{ kN/m}^2$	Massetto interno vasca laminazione



Modello B-4 - Schema di carico Permanente



Modello B-5 - Schema di carico Permanente

### 6.3 Spinta del terreno ( $G_3$ )

Nel Modello A le pressioni in spinta attiva del terreno sul diaframma sono calcolate ed applicate in automatico dal software sugli elementi finiti della paratia, in accordo con le caratteristiche del terreno di progetto.

Nel Modello B si applicano le reazioni dei punti di vincolo diaframma-controparete e diaframma-fondazione (dedotti dal calcolo con il Modello A) direttamente sugli elementi finiti della vasca antifalda.

Per il modello a scatolare si adotta una spinta del tipo a riposo.

### 6.4 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 delle NTC.

#### 6.4.1 Stati limite di progetto sismici

Nel caso in esame l'opera viene realizzata nel Comune di Albairate (MI), di coordinate geografiche:

Latitudine N: 45.4205°

Longitudine E: 8.9385°

Dato il periodo di riferimento della struttura  $V_R = 100$  anni, si possono individuare i seguenti stati limite:

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0,022	2,546	0,194
SLD	101	0,027	2,591	0,210
SLV	949	0,050	2,731	0,304
SLC	1950	0,058	2,819	0,320

Opere definitive - Parametri sismici per i vari stati limite di progetto

Con riferimento alle caratteristiche dell'opera, si è analizzato il seguente stato limite di progetto:

- Stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la struttura subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali, mentre conserva invece una parte della esistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Probabilità di superamento

$$P_{VR} = 10\%$$

Tempo di ritorno

$$T_R = -V_R / \ln(1-P_{VR}) = -100 / \ln(1-0.10) = 949 \text{ anni}$$

#### 6.4.2 Spettri di risposta

Per il sito in esame, in base alle caratteristiche geotecniche di riferimento e dalla morfologia del terreno, il sottosuolo può essere classificato come:

Categoria sottosuolo "D"

(§ 3.2.2, Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  inferiori a 180 m/s (ovvero  $N_{SPT,30} < 15$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} < 70$  kPa nei terreni a grana fina)

Categoria topografica

“T1”

(§ 3.2.2, Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i < 15^\circ$ )

Lo spettro di risposta elastico orizzontale  $S_e(T)$  del sisma è definito dalle espressioni seguenti:

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

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

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

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

$T$  periodo di vibrazione orizzontale [s]

$S_e(T)$  accelerazione spettrale orizzontale [ $m/s^2$ ]

$S = S_S \cdot S_T$  coefficiente della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche

$S_S$  coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi tabella seguente)

$S_T$  coefficiente di amplificazione topografica (vedi tabella seguente)

$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$  fattore che altera lo spettro elastico per smorzamento viscosi diversi dal 5%

$\xi$  coefficiente di smorzamento viscoso [%]

$F_0$  fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima

$T_C = C_C \cdot T_C^*$  periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro

$C_C$  coefficiente definito nella tabella seguente

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

$T_D = 4 \cdot a_g/g + 1,6$  periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro

Categoria sottosuolo	$S_S$	$C_C$
A	1.00	1.00
B	$1.0 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$
C	$1.0 \leq 1.70 - 0.6 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$
E	$1.0 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.40}$

Coefficienti di amplificazione stratigrafica orizzontale

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

Coefficienti di amplificazione topografica

Lo spettro di risposta elastico verticale  $S_{ve}(T)$  del sisma è definito dalle espressioni seguenti:

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

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

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

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

$T$  periodo di vibrazione verticale [s]  
 $S_{ve}(T)$  accelerazione spettrale verticale [m/s<sup>2</sup>]  
 $F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot (a_g/g)^{0,5}$  fattore che quantifica l'accelerazione spettrale massima

I parametri  $S_s$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  per la definizione dello spettro verticale sono indipendenti dalla categoria di suolo e assumono i valori riportati nella tabella seguente.

Categoria sottosuolo	$S_s$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A, B, C, D, E	1.0	0.05 s	0.15 s	1.0 s

Coefficienti di amplificazione stratigrafica verticale

Le capacità dissipative della struttura possono essere considerate nella fase di analisi attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovreresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso, lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare è lo spettro elastico ridotto sostituendo nelle formule corrispondenti  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. Si assume comunque  $S_d(T) \geq 0,2a_g$ .

Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

$q_0$  valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione

$K_R$  fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione

Restando a favore di sicurezza, si trascura la capacità dissipativa delle strutture assumendo  $q = 1.00$  sia per la componente orizzontale che verticale dello spettro di progetto.



**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,050 g
$F_o$	2,731
$T_C^*$	0,304 s
$S_S$	1,800
$C_C$	2,269
$S_T$	1,000
$q$	1,000

**Parametri dipendenti**

$S$	1,800
$\eta$	1,000
$T_B$	0,230 s
$T_C$	0,689 s
$T_D$	1,800 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

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

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

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,090
$T_B \leftarrow$	0,230	0,245
$T_C \leftarrow$	0,689	0,245
	0,742	0,228
	0,795	0,213
	0,847	0,199
	0,900	0,188
	0,953	0,177
	1,006	0,168
	1,059	0,160
	1,112	0,152
	1,165	0,145
	1,218	0,139
	1,271	0,133
	1,324	0,128
	1,377	0,123
	1,429	0,118
	1,482	0,114
	1,535	0,110
	1,588	0,106
	1,641	0,103
	1,694	0,100
	1,747	0,097
$T_D \leftarrow$	1,800	0,094
	1,905	0,084
	2,009	0,075
	2,114	0,068
	2,219	0,062
	2,324	0,056
	2,428	0,052
	2,533	0,047
	2,638	0,044
	2,743	0,040
	2,847	0,038
	2,952	0,035
	3,057	0,033
	3,162	0,030
	3,267	0,029
	3,371	0,027
	3,476	0,025
	3,581	0,024
	3,686	0,022
	3,790	0,021
	3,895	0,020
	4,000	0,019

Opere definitive - Parametri dello spettro di risposta orizzontale allo SLV

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_{gv}$	0,015 g
$S_S$	1,000
$S_T$	1,000
$q$	1,000
$T_B$	0,050 s
$T_C$	0,150 s
$T_D$	1,000 s

**Parametri dipendenti**

$F_v$	0,824
$S$	1,000
$\eta$	1,000

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)**

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

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

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,015
$T_B \leftarrow$	0,050	0,041
$T_C \leftarrow$	0,150	0,041
	0,235	0,026
	0,320	0,019
	0,405	0,015
	0,490	0,013
	0,575	0,011
	0,660	0,009
	0,745	0,008
	0,830	0,007
	0,915	0,007
$T_C \leftarrow$	1,000	0,006
	1,094	0,005
	1,188	0,004
	1,281	0,004
	1,375	0,003
	1,469	0,003
	1,563	0,003
	1,656	0,002
	1,750	0,002
	1,844	0,002
	1,938	0,002
	2,031	0,001
	2,125	0,001
	2,219	0,001
	2,313	0,001
	2,406	0,001
	2,500	0,001
	2,594	0,001
	2,688	0,001
	2,781	0,001
	2,875	0,001
	2,969	0,001
	3,063	0,001
	3,156	0,001
	3,250	0,001
	3,344	0,001
	3,438	0,001
	3,531	0,000
	3,625	0,000
	3,719	0,000
	3,813	0,000
	3,906	0,000
	4,000	0,000

Opere definitive - Parametri dello spettro di risposta verticale allo SLV

**6.4.3 Masse efficaci e variabilità del moto sismico**

La determinazione dell'azione sismica viene calcolata considerando il totale delle masse G associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

- G<sub>1</sub> masse dei pesi propri strutturali
- G<sub>2</sub> masse dei carichi permanenti non strutturali
- Q<sub>kj</sub> masse dei carichi accidentali

Con riferimento a § 3.2.4 delle NTC, si ritiene trascurabile in fase sismica il contributo delle azioni accidentali, pertanto vengono considerati i contributi dei soli carichi permanenti.

Si è tenuto conto della variabilità del moto sismico orizzontale considerando le tre direzioni principali di oscillazione, in accordo con il §7.3.5 delle NTC, secondo le seguenti relazioni:

$$E_1 = E_x + 0.30 \cdot E_y$$

$$E_2 = 0.30 \cdot E_x + E_y$$

**6.4.4 Amplificazione sismica di progetto**

**6.4.4.1 Galleria (Modelli B)**

Con riferimento al § 7.11.6 delle NTC si esegue l'analisi con il 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.

Le azioni inerziali E<sub>h</sub> e E<sub>v</sub> sugli elementi del modello strutturale sono determinati automaticamente dal software di calcolo incrementando le masse dei pesi propri G con accelerazioni verticali e orizzontali definite dai coefficienti di amplificazione dinamica k<sub>h</sub> e k<sub>v</sub>:

- E<sub>h</sub> = G · k<sub>h</sub> azione inerziale orizzontale
- E<sub>v</sub> = G · k<sub>v</sub> azione inerziale verticale
- k<sub>h</sub> = β<sub>m</sub> · S<sub>S</sub> · S<sub>T</sub> · a<sub>g</sub> / g coefficiente sismico orizzontale
- k<sub>v</sub> = 0.5 · β<sub>m</sub> · S<sub>S</sub> · S<sub>T</sub> · a<sub>g</sub> / g coefficiente sismico verticale
- β<sub>m</sub> = 0.18 coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
- S<sub>S</sub> = 1.80 coefficiente di amplificazione stratigrafica orizzontale
- S<sub>T</sub> = 1.00 coefficiente di amplificazione topografica
- a<sub>g</sub> = 0.050g accelerazione massima attesa al sito per lo Stato Limite considerato
- g = 9.81 m/s<sup>2</sup> accelerazione di gravità
- G masse efficaci sismiche

Stato limite	K <sub>h</sub>	K <sub>v</sub>
SLV	0.0162	0.0081

Coefficienti di amplificazione sismica per gli stati limite considerati

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β <sub>m</sub>	β <sub>m</sub>
0,2 < a <sub>g</sub> (g) ≤ 0,4	0,31	0,31
0,1 < a <sub>g</sub> (g) ≤ 0,2	0,29	0,24
a <sub>g</sub> (g) ≤ 0,1	0,20	0,18

Coefficienti di riduzione dell'accelerazione sismica attesa in sito (NTC 2008)

Dato che l'elevazione del muro è soggetta a spostamenti di una certa entità, le sovraspinte  $\Delta S_h$  sono calcolate in spinta attiva secondo il metodo di Mononome-Okabe con le seguenti relazioni:

$$\Delta S_h = S'_h - S_h$$

$$S_h = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \quad \text{spinta statica sulla parete}$$

$$S'_h = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot H^2 \cdot K'_a \quad \text{spinta sismica sulla parete}$$

$$K'_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2} \quad \text{coefficiente spinta attiva sismica (M-O)}$$

$K_a$  coefficiente di spinta attiva statico

H altezza della parete di spinta

$\gamma$  peso specifico del terreno

$\varphi$  angolo attrito del terreno

$\delta = 0^\circ$  attrito tra terreno e cls

$\psi = 90^\circ$  angolo tra parete di spinta e piano orizzontale

$\varepsilon = 0^\circ$  angolo inclinazione tra profilo e piano orizzontale

$\tan \Theta = k_r / (1 \pm k_v)$

$k_h$  coefficiente di amplificazione orizzontale

$k_v$  coefficiente di amplificazione verticale

La risultante delle sovraspinte  $\Delta S_h$  viene applicata a tergo della parete come una pressione orizzontale  $\Delta \sigma_{h,E}$  con andamento rettangolare sull'altezza libera, in modo da ottenere una risultante applicata a 1/2 dell'altezza libera della parete.

FASE: C1-C2 (FC)			CALCOLO SOVRASPINTA SISMICA TERRENO (NTC2008)										
$H_s$ (m) =	5.00	Altezza di spinta sismica											
$k_h$ =	0.0162	Coeff. amplificazione sismica orizzontale											
$k_v$ =	0.0081	Coeff. amplificazione sismica verticale											
z	$\Delta H(z)$	$\gamma'(z)$	$k_a$	$\Delta \sigma_h(z)$	$\sigma_h(z)$	$\Delta S_h(z)$	$S_h(z)$	$k_{aE}$	$\Delta \sigma_{h,E}(z)$	$\sigma_{h,E}(z)$	$\Delta S_{h,E}(z)$	$S_{h,E}(z)$	
(m)	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )		(kPa)	(kPa)	(kN)	(kN)		(kPa)	(kPa)	(kN)	(kN)	
0.00					0.00		0			0.00		0	
3.40	3.40	18.5	0.3136	19.73	19.73	33.53	33.53	0.3342	21.19	21.19	36.03	36.03	
5.60	2.20	8.5	0.3136	5.86	25.59	49.85	83.38	0.3342	6.30	27.49	53.55	89.58	
$\Delta \sigma_{h,E}$ (kPa) =	1.74	Sovraspinta sismica distribuita su $H_s$											

FASE: C1-C2 (FP)			CALCOLO SOVRASPINTA SISMICA TERRENO (NTC2008)										
$H_s$ (m) =	5.00	Altezza di spinta sismica											
$k_h$ =	0.0162	Coeff. amplificazione sismica orizzontale											
$k_v$ =	0.0081	Coeff. amplificazione sismica verticale											
z	$\Delta H(z)$	$\gamma'(z)$	$k_a$	$\Delta \sigma_h(z)$	$\sigma_h(z)$	$\Delta S_h(z)$	$S_h(z)$	$k_{aE}$	$\Delta \sigma_{h,E}(z)$	$\sigma_{h,E}(z)$	$\Delta S_{h,E}(z)$	$S_{h,E}(z)$	
(m)	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )		(kPa)	(kPa)	(kN)	(kN)		(kPa)	(kPa)	(kN)	(kN)	
0.00					0.00		0			0.00		0	
1.40	1.40	18.5	0.3136	8.12	8.12	5.69	5.69	0.3342	8.73	8.73	6.11	6.11	
5.60	4.20	8.5	0.3136	11.20	19.32	57.62	63.31	0.3342	12.03	20.75	61.91	68.01	
$\Delta \sigma_{h,E}$ (kPa) =	1.03	Sovraspinta sismica distribuita su $H_s$											

FASE: <b>CONCI C4-C5 / C1-C2 (FC)</b>				CALCOLO SOVRASPINTA SISMICA TERRENO (NTC2008)									
$H_s$ (m) =	8.65	Altezza di spinta sismica											
$k_h$ =	0.0162	Coeff. amplificazione sismica orizzontale											
$k_v$ =	0.0081	Coeff. amplificazione sismica verticale											
$z$	$\Delta H(z)$	$\gamma'(z)$	$k_a$	$\Delta\sigma_h(z)$	$\sigma_h(z)$	$\Delta S_h(z)$	$S_h(z)$	$k_{aE}$	$\Delta\sigma_{h,E}(z)$	$\sigma_{h,E}(z)$	$\Delta S_{h,E}(z)$	$S_{h,E}(z)$	
(m)	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )		(kPa)	(kPa)	(kN)	(kN)		(kPa)	(kPa)	(kN)	(kN)	
0.00					0.00		0			0.00		0	
3.40	3.40	20	0.2710	18.43	18.43	31.33	31.33	0.2895	19.85	19.85	33.74	33.74	
3.10	3.10	18.5	0.3136	17.98	17.98	27.88	27.88	0.3342	19.32	19.32	29.95	29.95	
6.10	2.70	8.5	0.3136	7.20	25.63	59.47	90.80	0.3342	7.73	27.58	64.02	97.76	
$\Delta\sigma_{h,E}$ (kPa) =	1.32	Sovrappinta sismica distribuita su $H_s$											

FASE: <b>CONCI C4-C5 / C1-C2 (FP)</b>				CALCOLO SOVRASPINTA SISMICA TERRENO (NTC2008)									
$H_s$ (m) =	8.65	Altezza di spinta sismica											
$k_h$ =	0.0162	Coeff. amplificazione sismica orizzontale											
$k_v$ =	0.0081	Coeff. amplificazione sismica verticale											
$z$	$\Delta H(z)$	$\gamma'(z)$	$k_a$	$\Delta\sigma_h(z)$	$\sigma_h(z)$	$\Delta S_h(z)$	$S_h(z)$	$k_{aE}$	$\Delta\sigma_{h,E}(z)$	$\sigma_{h,E}(z)$	$\Delta S_{h,E}(z)$	$S_{h,E}(z)$	
(m)	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )		(kPa)	(kPa)	(kN)	(kN)		(kPa)	(kPa)	(kN)	(kN)	
0.00					0.00		0			0.00		0	
3.40	3.40	20	0.2710	18.43	18.43	31.33	31.33	0.2895	19.85	19.85	33.74	33.74	
1.10	1.10	18.5	0.3136	6.38	6.38	3.51	3.51	0.3342	6.86	6.86	3.77	3.77	
8.10	4.70	8.5	0.3136	12.53	30.96	116.05	147.38	0.3342	13.46	33.30	124.90	158.64	
$\Delta\sigma_{h,E}$ (kPa) =	1.61	Sovrappinta sismica distribuita su $H_s$											

FASE: <b>CONCI VL-A06 (FC)</b>				CALCOLO SOVRASPINTA SISMICA TERRENO (NTC2008)									
$H_s$ (m) =	10.25	Altezza di spinta sismica											
$k_h$ =	0,0162	Coeff. amplificazione sismica orizzontale											
$k_v$ =	0,0081	Coeff. amplificazione sismica verticale											
$z$	$\Delta H(z)$	$\gamma'(z)$	$k_a$	$\Delta\sigma_h(z)$	$\sigma_h(z)$	$\Delta S_h(z)$	$S_h(z)$	$k_{aE}$	$\Delta\sigma_{h,E}(z)$	$\sigma_{h,E}(z)$	$\Delta S_{h,E}(z)$	$S_{h,E}(z)$	
(m)	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )		(kPa)	(kPa)	(kN)	(kN)		(kPa)	(kPa)	(kN)	(kN)	
0,00					0,00		0			0,00		0	
3,10	3,10	18,5	0,3136	17,98	17,98	27,88	27,88	0,3342	19,32	19,32	29,95	29,95	
7,50	7,50	8,5	0,3136	19,99	19,99	74,97	74,97	0,3342	21,48	21,48	80,54	80,54	
3,10	0,00	8,5	0,3136	0,00	17,98	0,00	27,88	0,3342	0,00	19,32	0,00	29,95	
$\Delta\sigma_{h,E}$ (kPa) =	0,95	Sovrappinta sismica distribuita su $H_s$											

FASE: <b>CONCI VL-A06 (FP)</b>				CALCOLO SOVRASPINTA SISMICA TERRENO (NTC2008)									
$H_s$ (m) =	10.25	Altezza di spinta sismica											
$k_h$ =	0,0162	Coeff. amplificazione sismica orizzontale											
$k_v$ =	0,0081	Coeff. amplificazione sismica verticale											
$z$	$\Delta H(z)$	$\gamma'(z)$	$k_a$	$\Delta\sigma_h(z)$	$\sigma_h(z)$	$\Delta S_h(z)$	$S_h(z)$	$k_{aE}$	$\Delta\sigma_{h,E}(z)$	$\sigma_{h,E}(z)$	$\Delta S_{h,E}(z)$	$S_{h,E}(z)$	
(m)	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )		(kPa)	(kPa)	(kN)	(kN)		(kPa)	(kPa)	(kN)	(kN)	
0,00					0,00		0			0,00		0	
1,10	1,10	18,5	0,3136	6,38	6,38	3,51	3,51	0,3342	6,86	6,86	3,77	3,77	
9,50	9,50	8,5	0,3136	25,32	25,32	120,29	120,29	0,3342	27,21	27,21	129,22	129,22	
1,10	0,00	8,5	0,3136	0,00	6,38	0,00	3,51	0,3342	0,00	6,86	0,00	3,77	
$\Delta\sigma_{h,E}$ (kPa) =	0,92	Sovrappinta sismica distribuita su $H_s$											

### 6.5 Variazioni termiche ( $\epsilon_3$ )

Dato anche lo schema isostatico della copertura, non si considerano variazioni termiche differenziali sugli elementi strutturali della galleria.



Assumendo una diffusione con inclinazione 30° nel terreno e 45° nel calcestruzzo, si hanno le seguenti pressioni distribuite:

$$q_{\text{tandem}} = (2 \cdot Q_{1k} + 2 \cdot Q_{2k} + 2 \cdot Q_{3k}) / (L_T \cdot L_L) = 1200 / (3.58 \cdot 10.99) = 30.50 \text{ kN/m}^2$$

Pressione carichi tandem

$$q_{\text{rip}} = (3 \cdot q_{1k} + 3 \cdot q_{2k} + 3 \cdot q_{3k}) / (L_T \cdot L_L) = 42 / 10.99 = 3.82 \text{ kN/m}^2$$

Pressione carichi ripartiti

$$H = 1.20 \text{ m}$$

spessore del rinterro

$$s = 0.60 \text{ m}$$

spessore soletta

$$D = H \cdot \tan 30^\circ + s/2 = 0.99 \text{ m}$$

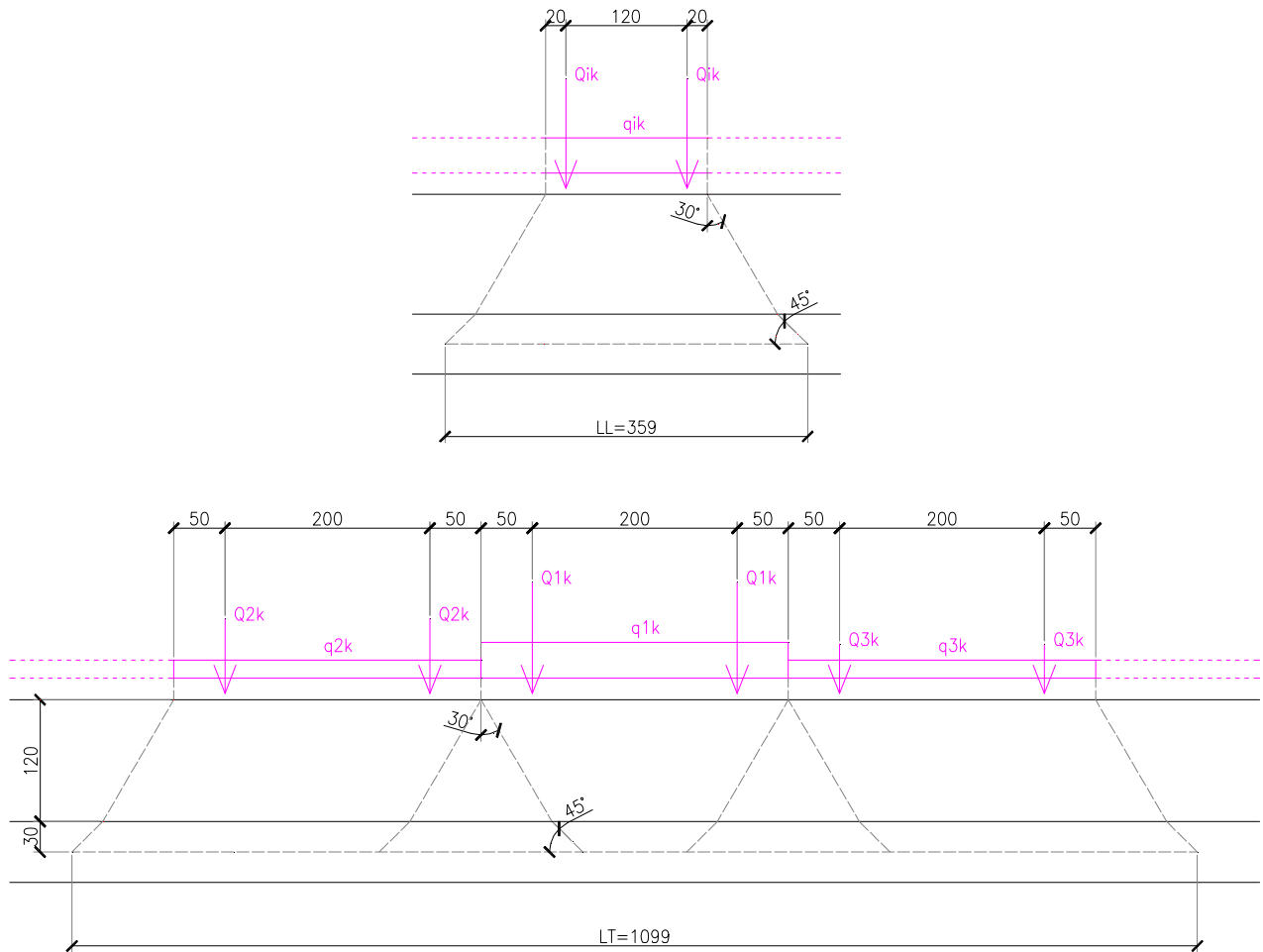
diffusione laterale trasversale o longitudinale

$$L_T = 1.60 + 2 \cdot D = 3.58 \text{ m}$$

larghezza trasversale di diffusione

$$L_L = 3.00 \cdot 3 + 2 \cdot D = 10.99 \text{ m}$$

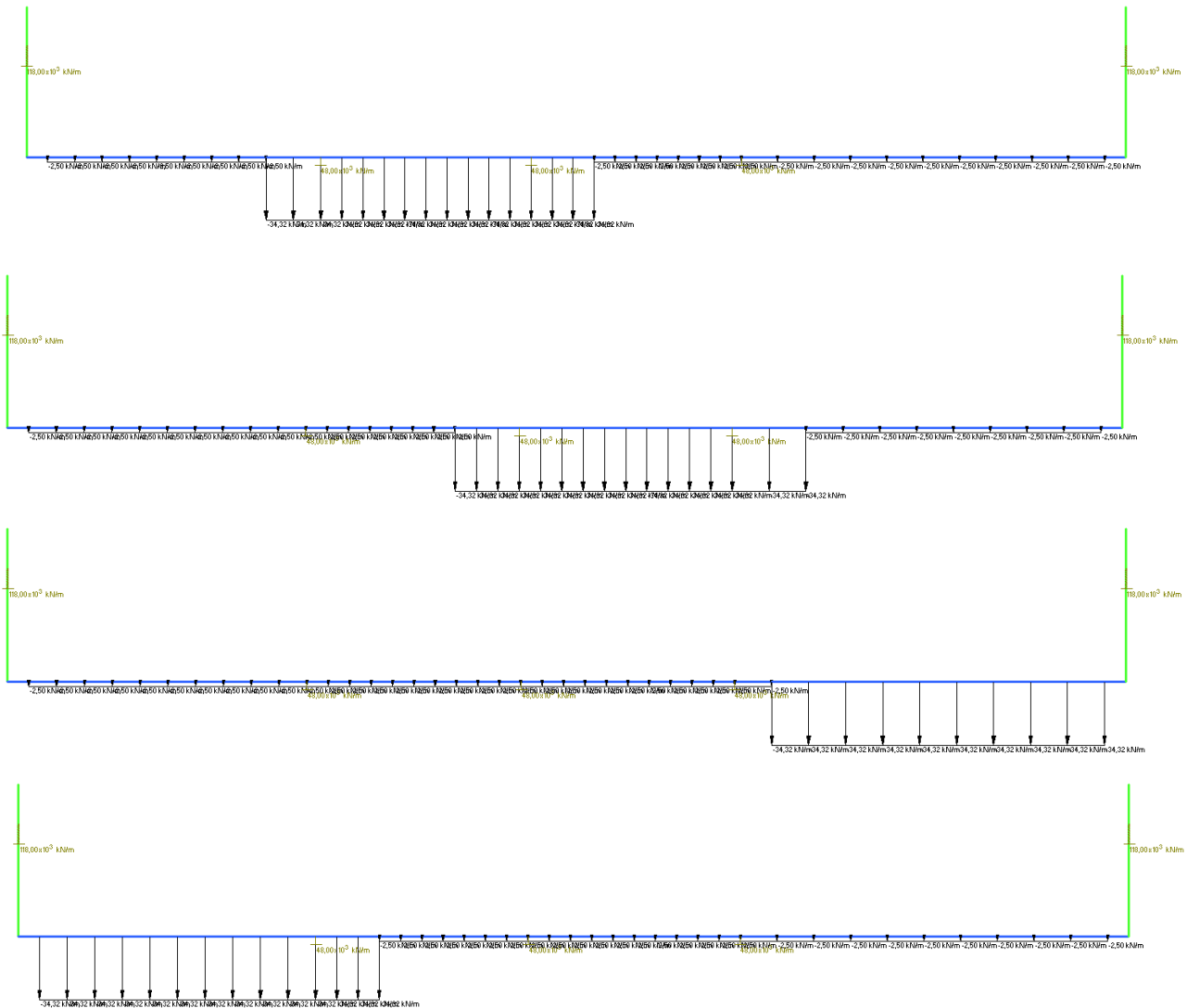
lunghezza longitudinale di diffusione



Schema e reazioni sulla fondazione carichi da Traffico 3, 4, 5, 6

Nel modello strutturale si prevedono carichi uniformi in schema trasversali di massimo momento negativo e massimo momento positivo con pressione totali  $q_{11} = 30.50 + 3.82 = 34.32 \text{ kPa}$  nella zona delle corsie di carico e  $q_{12} = 2.50 \text{ kPa}$  nelle altre zone esterne (Traffico 3, 4, 5, 6 a seconda della posizione sulla fondazione).

Analoghe considerazioni con ricoprimento  $H=3.80 \text{ m}$  sono state svolte per i sovraccarichi ricoprenti le vasche VL-A06 e VL-A07.



Modello B-1 – Schemi di carico tipici Traffico 3, 4, 5, 6

### 6.7.2 Azioni sopra la fondazione (vasca fondazione diretta)

Nella sede stradale interna ai muri ad “U” si possono considerare un numero variabile di colonne convenzionali di carico da 3.0 m disposte in modo da massimizzare le sollecitazioni sulla soletta di fondazione.

Tale carico viene ripartito fino al piano medio della soletta attraverso il ricoprimento, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di  $45^\circ$  in direzione longitudinale.

In direzione trasversale, quale base collaborante viene considerato un valore pari alla larghezza di ingombro della corsia di carico uguale a 3.0m.

#### Muri “U” tipo 1

Diffusione trasversale dei carichi:  $L_T = 3.00 \text{ m}$

Diffusione longitudinale dei carichi:  $L_L = 1.60 + 2 \times (1.20 + 0.60/2) = 4.60 \text{ m}$

Corsia numero 1:

$$Q_{1k.dis} = 9.0 + 600/(3.0 \times 4.60) \cong 52.50 \text{ kN/m}^2$$

Corsia numero 2

$$Q_{2k.dis} = 2.5 + 400/(3.0 \times 4.60) \cong 31.50 \text{ kN/m}^2$$

Corsia numero 3

$$Q_{3k.dis} = 2.5 + 200/(3.0 \times 4.60) \cong 17.0 \text{ kN/m}^2$$



Altre corsie

$$Q_{4k,dis} = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

### **Muri "U" tipo 2**

Diffusione trasversale dei carichi:  $L_T = 3.00 \text{ m}$

Diffusione longitudinale dei carichi:  $L_L = 1.60+2 \times (1.20 + 0.90/2) = 4.90\text{m}$

Corsia numero 1:

$$Q_{1k,dis} = 9.0 + 600/(3.0 \times 4.90) \cong 50.0 \text{ kN/m}^2$$

Corsia numero 2

$$Q_{2k,dis} = 2.5 + 400/(3.0 \times 4.90) \cong 30.0 \text{ kN/m}^2$$

Corsia numero 3

$$Q_{3k,dis} = 2.5 + 200/(3.0 \times 4.90) \cong 16.0 \text{ kN/m}^2$$

Altre corsie

$$Q_{4k,dis} = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

### **Muri "U" tipo 3**

Diffusione trasversale dei carichi:  $L_T = 3.00 \text{ m}$

Diffusione longitudinale dei carichi:  $L_L = 1.60+2 \times (1.40 + 0.80/2) = 5.20\text{m}$

Corsia numero 1:

$$Q_{1k,dis} = 9.0 + 600/(3.0 \times 5.20) \cong 47.50 \text{ kN/m}^2$$

Corsia numero 2

$$Q_{2k,dis} = 2.5 + 400/(3.0 \times 5.20) \cong 28.20 \text{ kN/m}^2$$

Corsia numero 3

$$Q_{3k,dis} = 2.5 + 200/(3.0 \times 5.20) \cong 15.30 \text{ kN/m}^2$$

Altre corsie

$$Q_{4k,dis} = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

### **Muri "U" tipo 4**

Diffusione trasversale dei carichi:  $L_T = 3.00 \text{ m}$

Diffusione longitudinale dei carichi:  $L_L = 1.60+2 \times (1.40 + 0.60/2) = 5.0\text{m}$

Corsia numero 1:

$$Q_{1k,dis} = 9.0 + 600/(3.0 \times 5.0) \cong 49.0 \text{ kN/m}^2$$

Corsia numero 2

$$Q_{2k,dis} = 2.5 + 400/(3.0 \times 5.0) \cong 29.20 \text{ kN/m}^2$$

Corsia numero 3

$$Q_{3k,dis} = 2.5 + 200/(3.0 \times 5.0) \cong 16.0 \text{ kN/m}^2$$

Altre corsie

$$Q_{4k,dis} = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

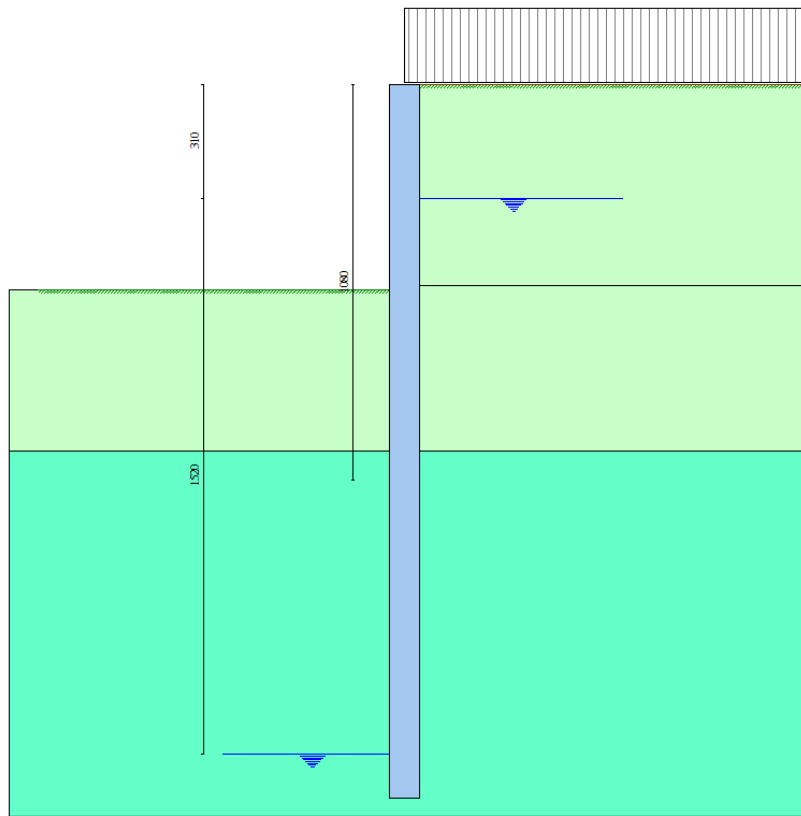
Si considerano 2 differenti disposizioni dei carichi che massimizzano le sollecitazioni sulla fondazione (MOBILI-1 e MOBILI-2):

- nella prima si dispongono il massimo numero di corsie possibili compatibilmente con la larghezza della struttura analizzata posizionando la Corsia 1 in corrispondenza della mezzeria della fondazione (MOBILI-1),
- nella seconda si dispongono il massimo numero di corsie possibili compatibilmente con la larghezza della struttura analizzata posizionando la Corsia 1 a ridosso del ritto di sinistra (MOBILI-2),

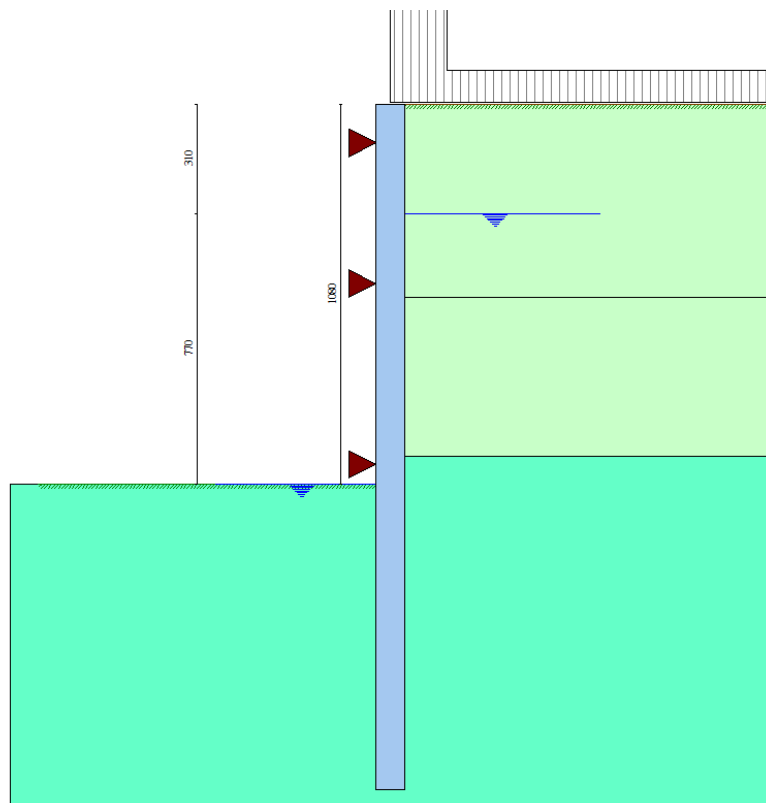
### **6.7.3 Spinte sui piedritti**

Nel Modello A e nel Modello C, le spinte sono calcolate ed applicate in automatico dal software di calcolo sugli elementi finiti della paratia.

Restando a favore di sicurezza, si adotta un carico ripartito superficiale sul profilo del terreno di monte pari a  $20 \text{ kN/m}^2$  (Traffico 1).



Modello A – Schema di carico tipico Traffico 1



Modello A – Schema di carico tipico Traffico 2

Sempre nel Modello A in fase definitiva si prevede un carico tandem applicato a livello superficiale a tergo dell'elevazione. Si hanno le seguenti pressioni distribuite sul profilo:

$$q_{\text{tandem}} = 2 \cdot Q_{1k} / (L_T \cdot L_L) = 2 \cdot 300 / (1.60 \cdot 2.40) = 156.25 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Pressione carico tandem } Q_{1k}$$

$L_T = 1.60 \text{ m}$  larghezza trasversale di diffusione

$L_L = 2.40 \text{ m}$  lunghezza longitudinale di diffusione

Nel modello strutturale si prevede una distribuzione di pressioni totali  $q_{\text{tandem}} = 156.25 + 9 = 165.25 \text{ kPa}$  per 2.40 m e  $q_{\text{rip}} = 9.00 \text{ kPa}$  sul resto del profilo.

## 7 ANALISI VASCA ANTIFALDA CON DIAFRAMMI E PALI

### 7.1 Combinazioni di carico

Come riportato al § 2.5.3 delle NTC, si sono considerate le seguenti combinazioni delle azioni:

$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \sum_{j=3}^n \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$	Comb. fondamentale SLU
$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \sum_{j=3}^n \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$	Comb. 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
$G_1 + G_2 + P + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$	Comb. 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
$Q_{kj}$	masse dei carichi accidentali
$E$	azione sismica
$A_d$	azione eccezionale

I coefficienti di contemporaneità delle azioni e i coefficienti parziali da adottare per gli SLU sono riportati nelle tabelle seguenti.

#### 7.1.1 Stati Limite Ultimi

##### 7.1.1.1 Stati Limite Ultimi strutturali

Come riportato al § 2.3 delle NTC, 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
$X_k / \gamma_M$	proprietà del materiale di progetto
$a_d$	geometria di progetto
$\gamma_M$	coefficiente parziale di sicurezza del materiale

##### 7.1.1.2 Stati Limite di Esercizio strutturali e geotecnici

Come riportato al § 6.2.3.3 e § 5.1.4.2 delle NTC, 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:

$E_d \leq C_d$	
$E_d = E(\gamma_F \cdot F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d)$	valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione
$C_d = C(\gamma_F \cdot F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d)$	valore nominale o funzione di certe proprietà dei materiali legate agli effetti progettuali delle azioni considerate

##### 7.1.1.3 Stati Limite Ultimi geotecnici

Come riportato al § 6.2.3.1 delle NTC, 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
$R_d = 1/\gamma_R \cdot R(\gamma_F \cdot F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d)$	valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico
$\gamma_F \cdot F_k$	azioni di progetto

$X_k/Y_M$  parametri di progetto  
 $a_d$  geometria di progetto  
 $Y_R$  coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza di progetto

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

#### 7.1.1.4 Azioni di calcolo

**Tabella 5.1.IV** – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura $q_3$	Forza centrifuga $q_4$	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m <sup>2</sup>
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 <sup>(*)</sup>						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>
4 <sup>(**)</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>
5 <sup>(***)</sup>	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

<sup>(\*)</sup> Ponti di 3<sup>a</sup> categoria  
<sup>(\*\*)</sup> Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
<sup>(\*\*\*)</sup> Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tipologie di combinazioni di calcolo per azioni da traffico di tipo stradale (NTC 2008)

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qs}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
4 (folla)	----	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento $q_3$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2
Esecuzione		0,8	----	0,0
Vento a ponte carico		0,6		
Neve $q_3$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	$T_k$	0,6	0,6	0,5

Coefficienti parziali di sicurezza allo SLU per azioni da traffico di tipo stradale (NTC 2008)

### 7.1.1.5 Resistenze di calcolo

Per le verifiche geotecniche si considerano i seguenti coefficienti parziali di sicurezza sulle resistenze del terreno.

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi}$	1,0	1,25
Coestione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{dk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_s$	1,0	1,0

Coefficienti parziali di sicurezza allo SLU per i parametri di resistenza del terreno (NTC 2008)

**7.1.2 Combinazioni di carico delle verifiche**

	ENV QP	ENV RA		ENV STR	
	QP	RA 1	RA 2	STR 1	STR 2
Peso proprio	1	1	1	1,35	1,35
Permanenti	1	1	1	1,35	1,35
Terreno	1	1	1	1,35	1,35
Falda	1	1	1	1,50	1,50
Traffico 1		1		1,35	
Traffico 2			1		1,35
Traffico 3					
Traffico 4					
Traffico 5					
Traffico 6					
Sisma X					
Sisma Y					

Modello A – Fase 1 (paratia) - Combinazioni di carico SLE-SLU adottate nel calcolo

	ENV QP	ENV RA				
	QP	RA 1	RA 2	RA 3	RA 4	RA 5
Peso proprio	1	1	1	1	1	1
Permanenti	1	1	1	1	1	1
Terreno	1	1	1	1	1	1
Falda	1	1	1	1	1	1
Traffico 1						
Traffico 2		1				
Traffico 3			1			
Traffico 4				1		
Traffico 5					1	
Traffico 6						1
Sisma X						
Sisma Y						

Modello B – Fase 2 (vasca antifalda) - Combinazioni di carico SLE adottate nel calcolo

	ENV STR						ENV SISM		
	STR 1	STR 2	STR 3	STR 4	STR 5	STR 6	SISM 1	SISM 2	SISM 3
Peso proprio	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1
Permanenti	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Terreno	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1
Falda	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50			
Traffico 1									
Traffico 2		1.35							
Traffico 3			1.35						
Traffico 4				1.35					
Traffico 5					1.35				
Traffico 6						1.35			
Sisma X							1	0.3	0.3
Sisma Y							0.3	1	-1

Modello B – Fase 2 (vasca antifalda) - Combinazioni di carico SLE adottate nel calcolo



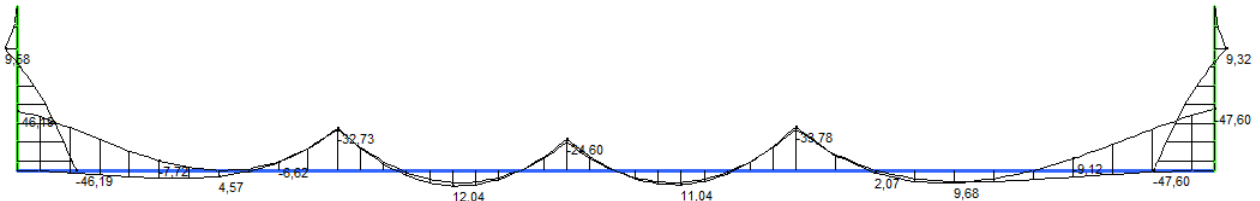
## 7.2 Sollecitazioni di calcolo

Si riportano di seguito i risultati relativi alle condizioni di carico e all'involuppo delle condizioni di carico considerate nelle varie fasi costruttive.

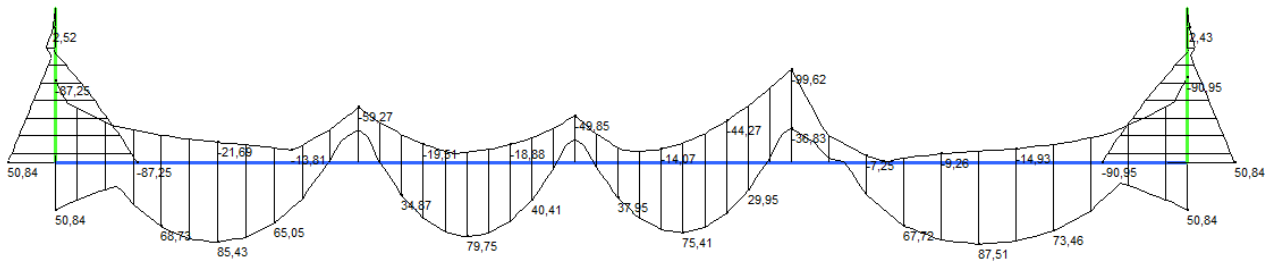
### 7.2.1 Diaframmi (fase 1)

Vedi allegati di calcolo paratie.

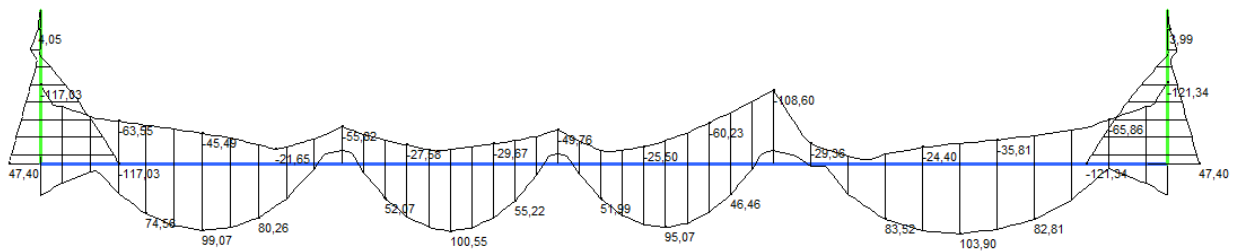
### 7.2.2 Vasca antifalda (fase 2)



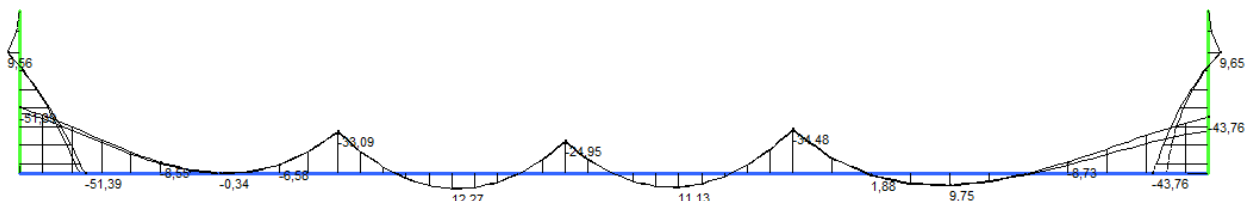
Modello B-1 – QP (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)



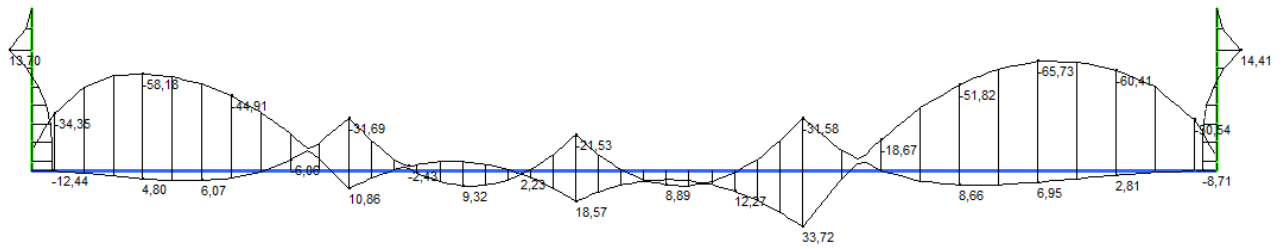
Modello B-1 – RA (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)



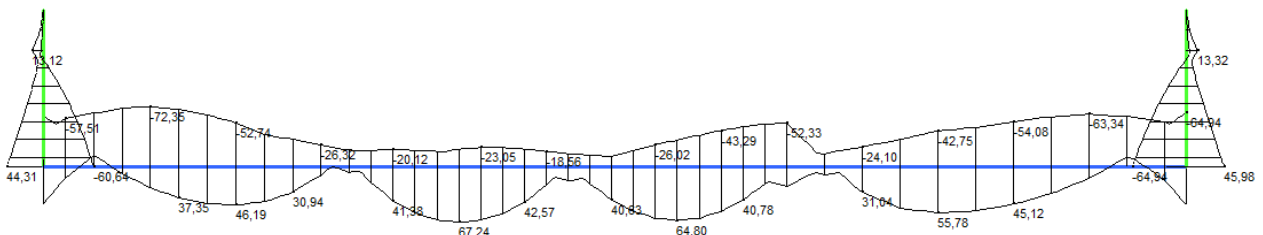
Modello B-1 – STR (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)



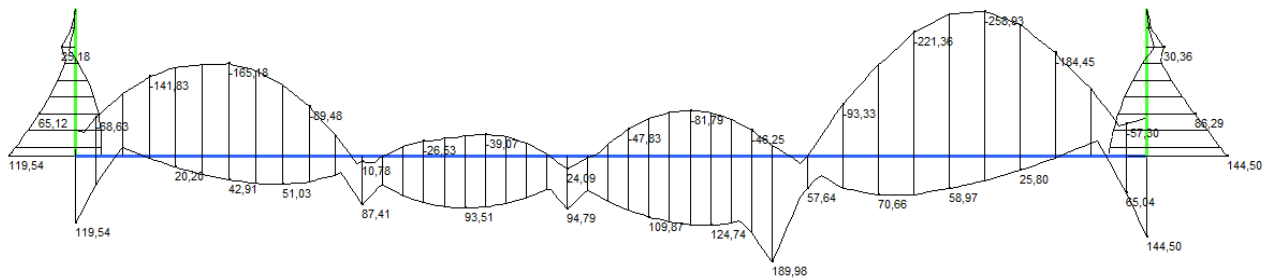
Modello B-1 – SISM (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)



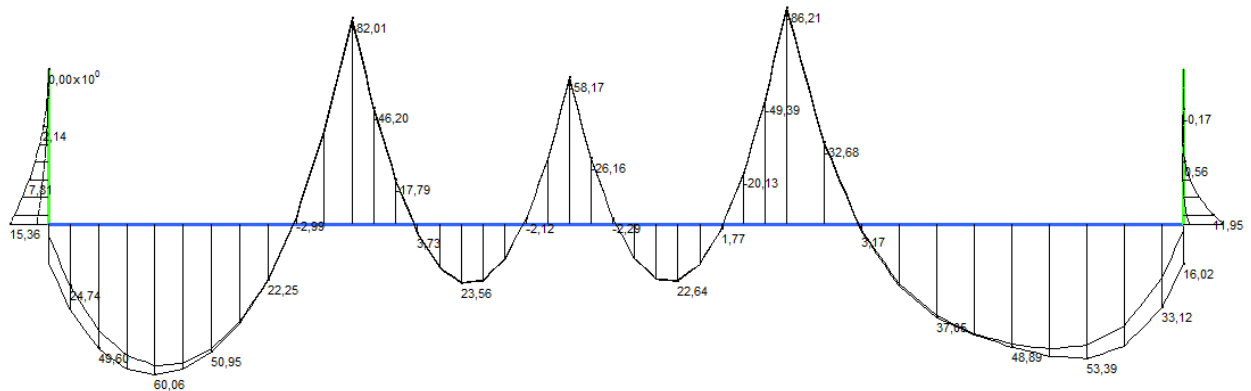
Modello B-1 – QP (falda di progetto) – Momenti flettenti (kNm)



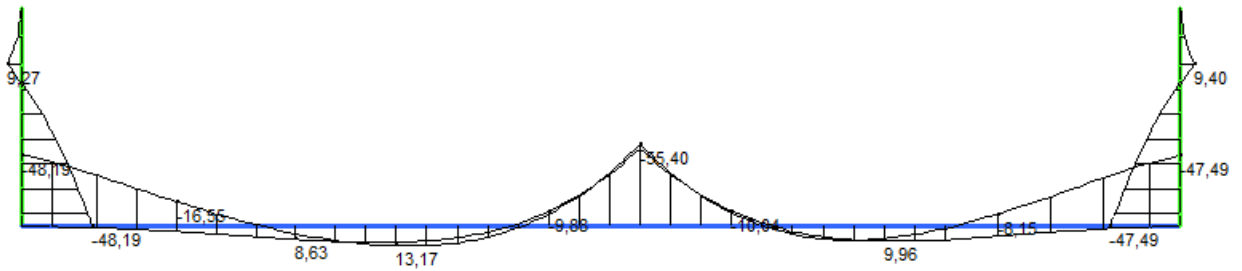
Modello B-1 – RA (falda di progetto) – Momenti flettenti (kNm)



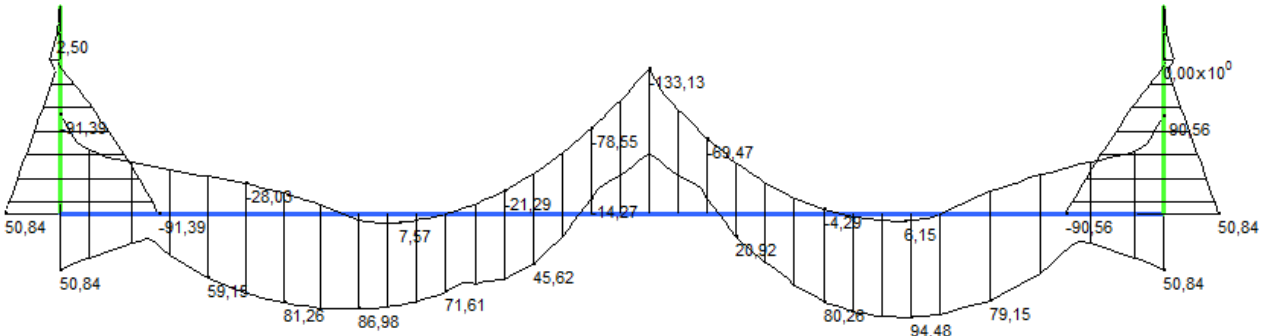
Modello B-1 – STR (falda di progetto) – Momenti flettenti (kNm)



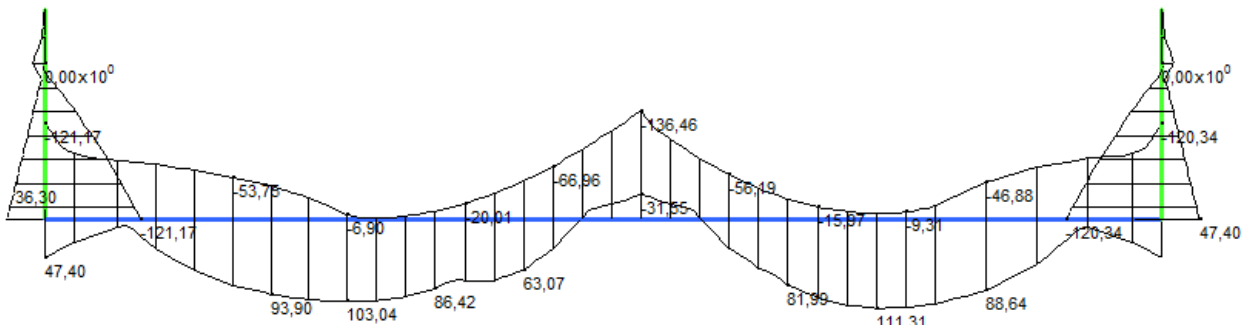
Modello B-1 – SISM (falda di progetto) – Momenti flettenti (kNm)



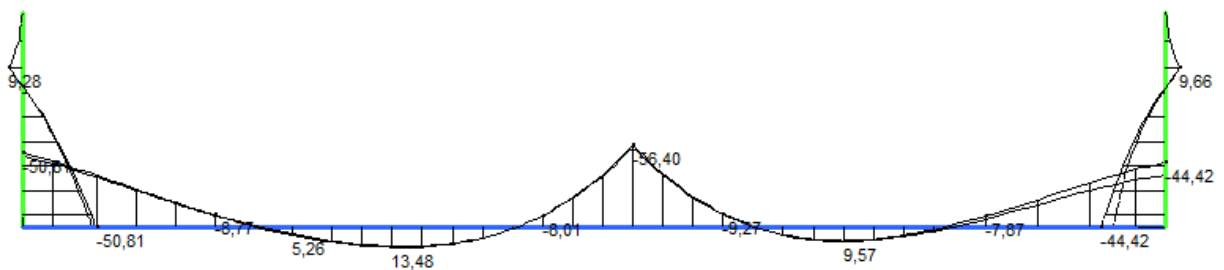
Modello B-2 – QP (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)



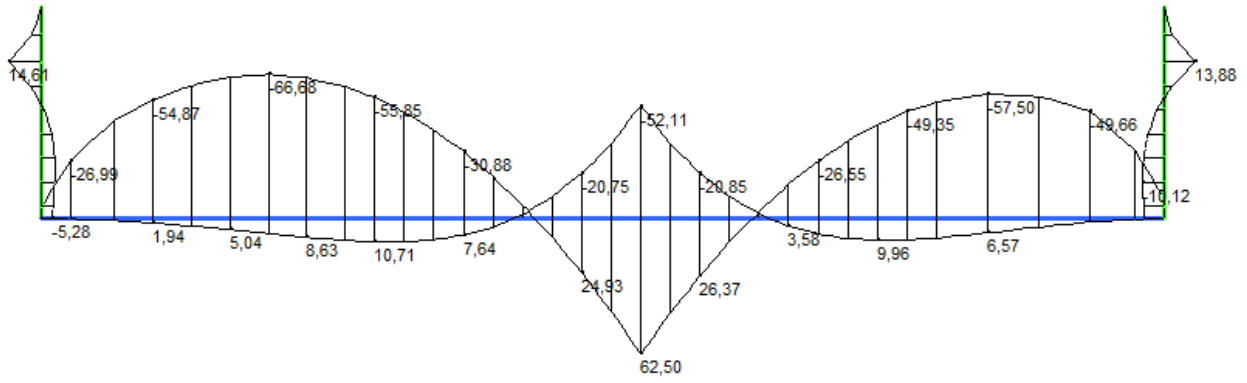
Modello B-2 – RA (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)



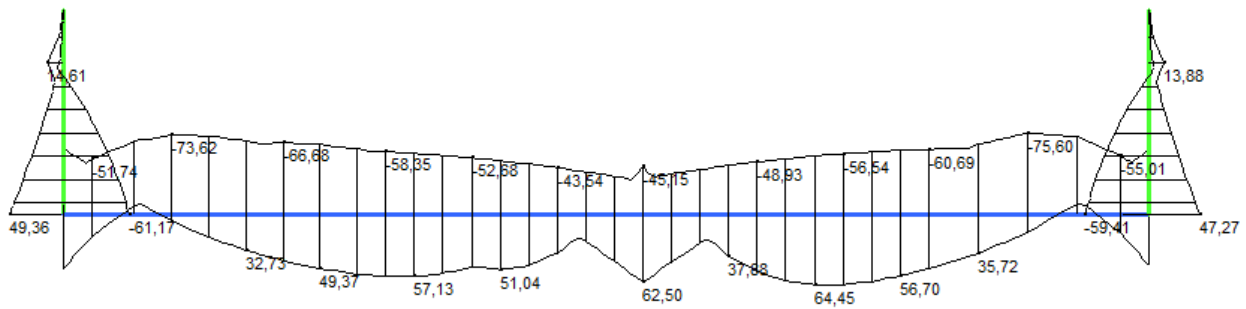
Modello B-2 – STR (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)



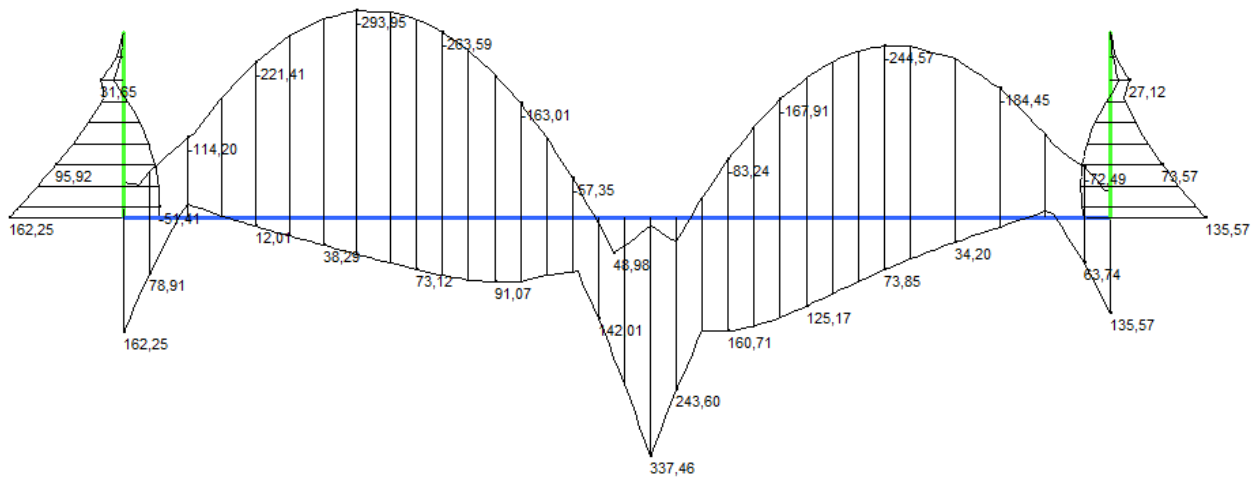
Modello B-2 – SISM (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)



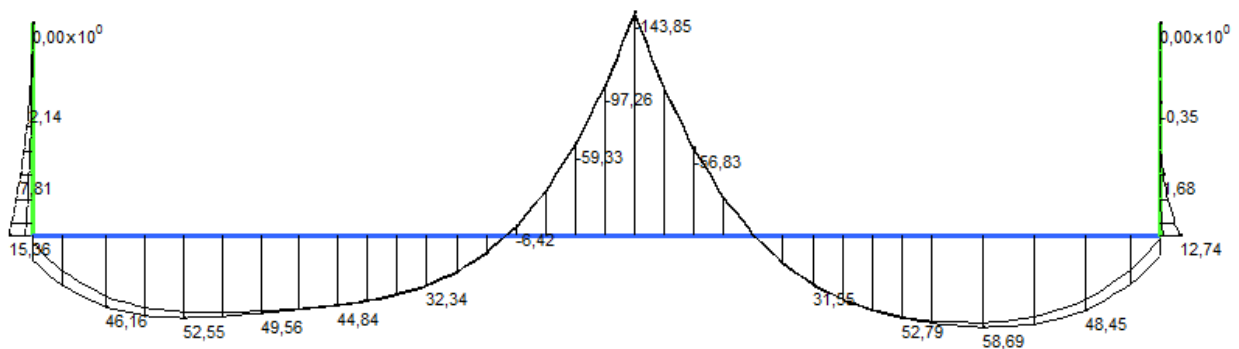
Modello B-2 – QP (falda di progetto) – Momenti flettenti (kNm)



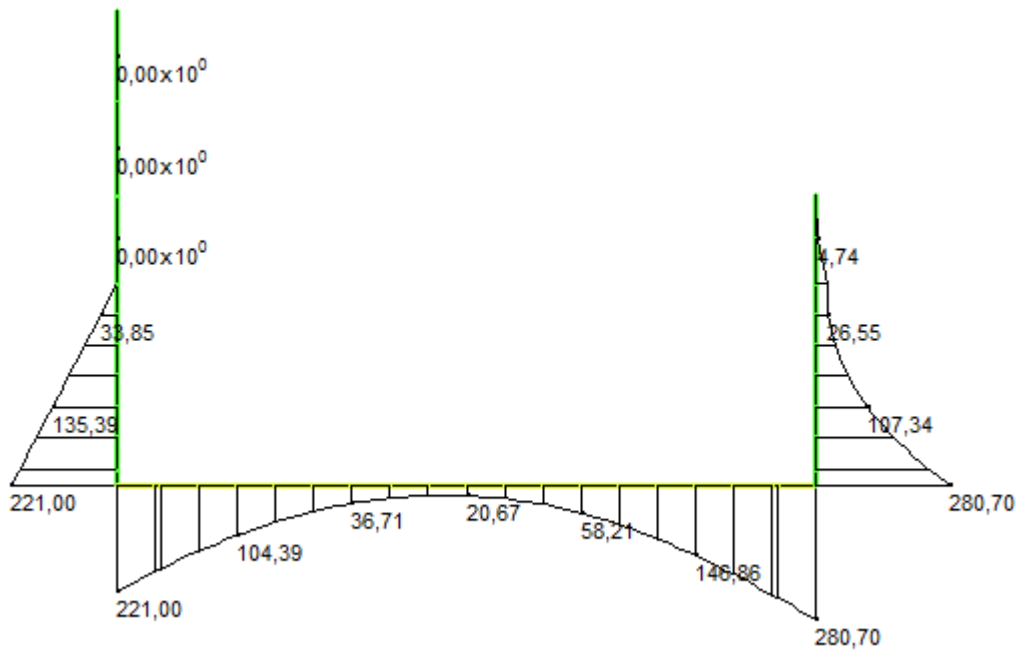
Modello B-2 – RA (falda di progetto) – Momenti flettenti (kNm)



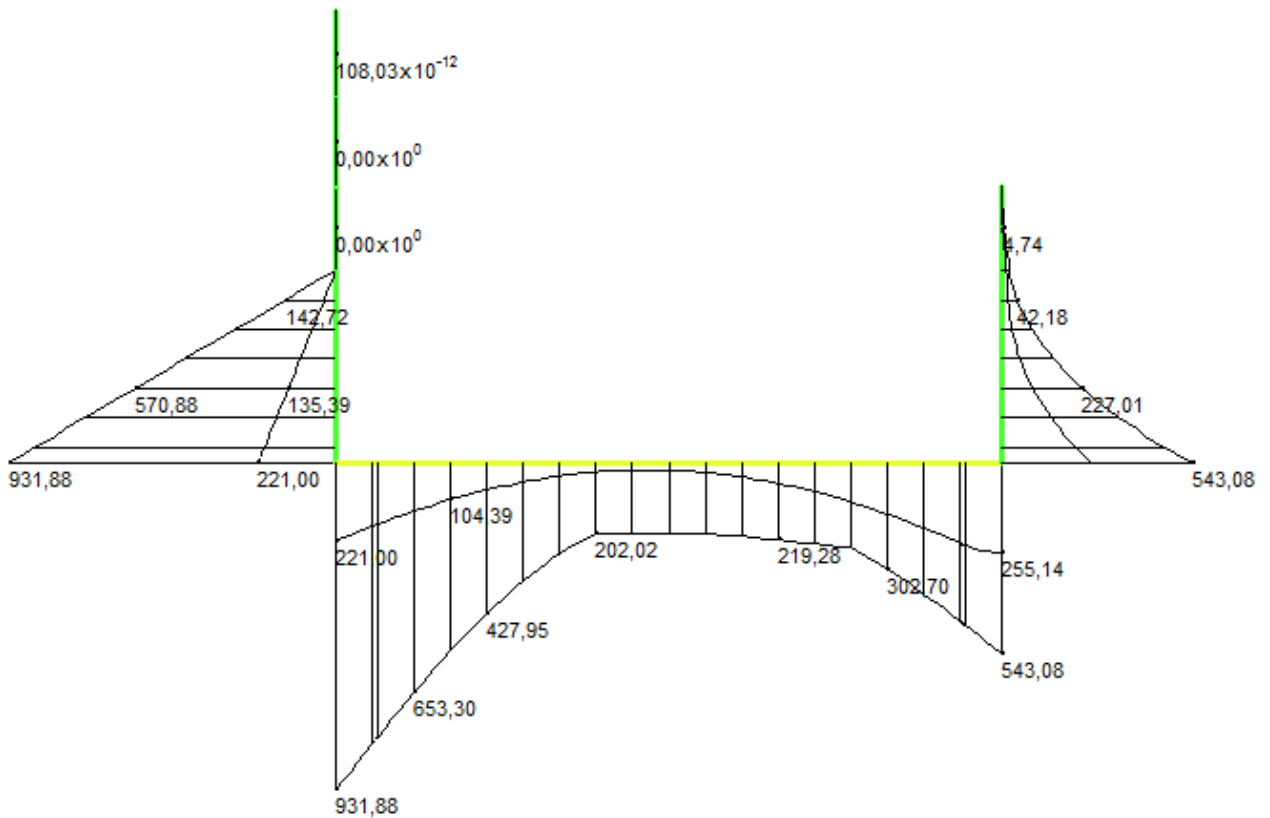
Modello B-2 – STR (falda di progetto) – Momenti flettenti (kNm)



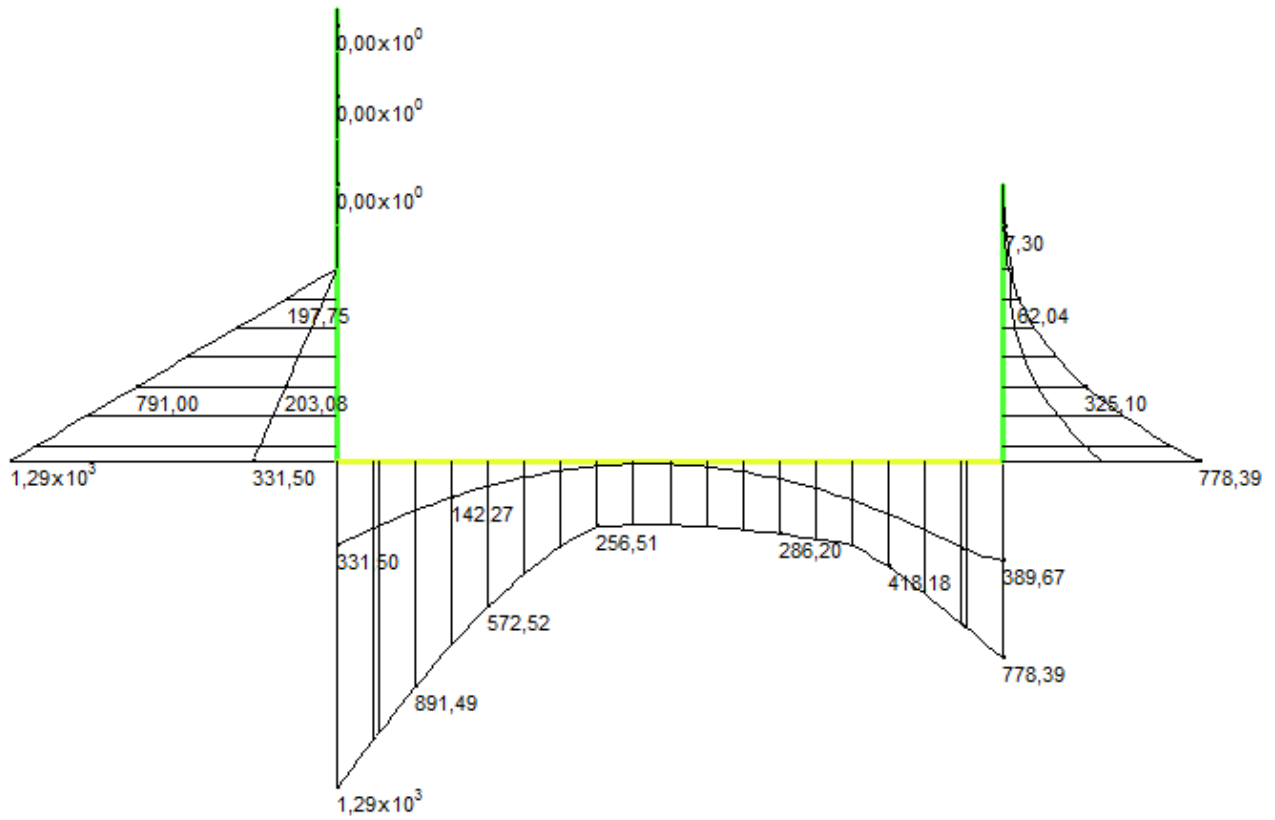
Modello B-2 – SISM (falda di progetto) – Momenti flettenti (kNm)



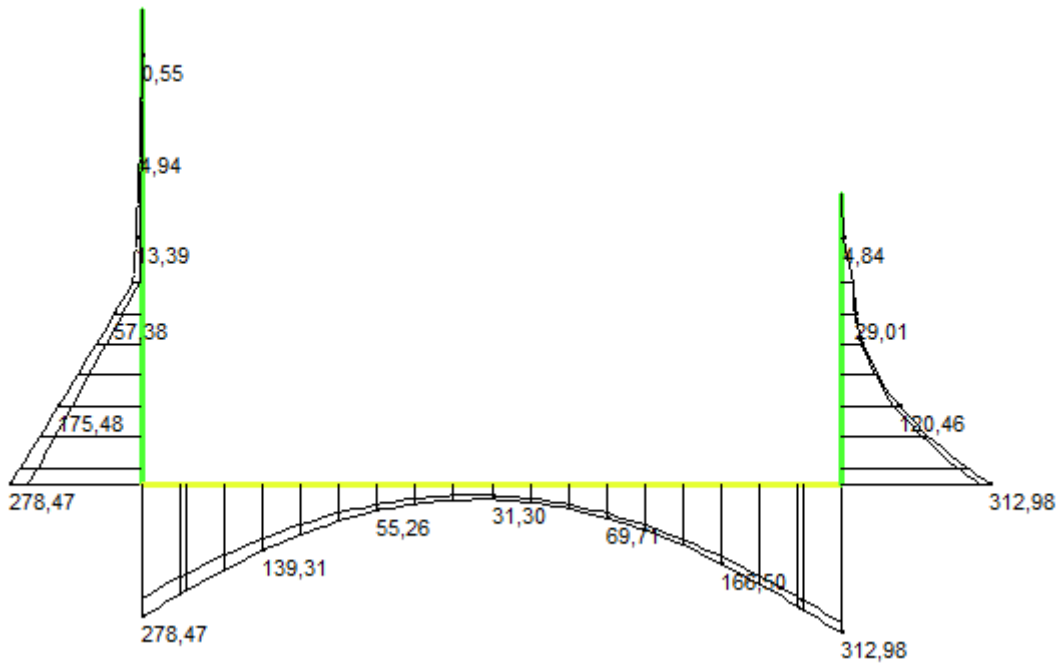
Modello B-3 – QP (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)



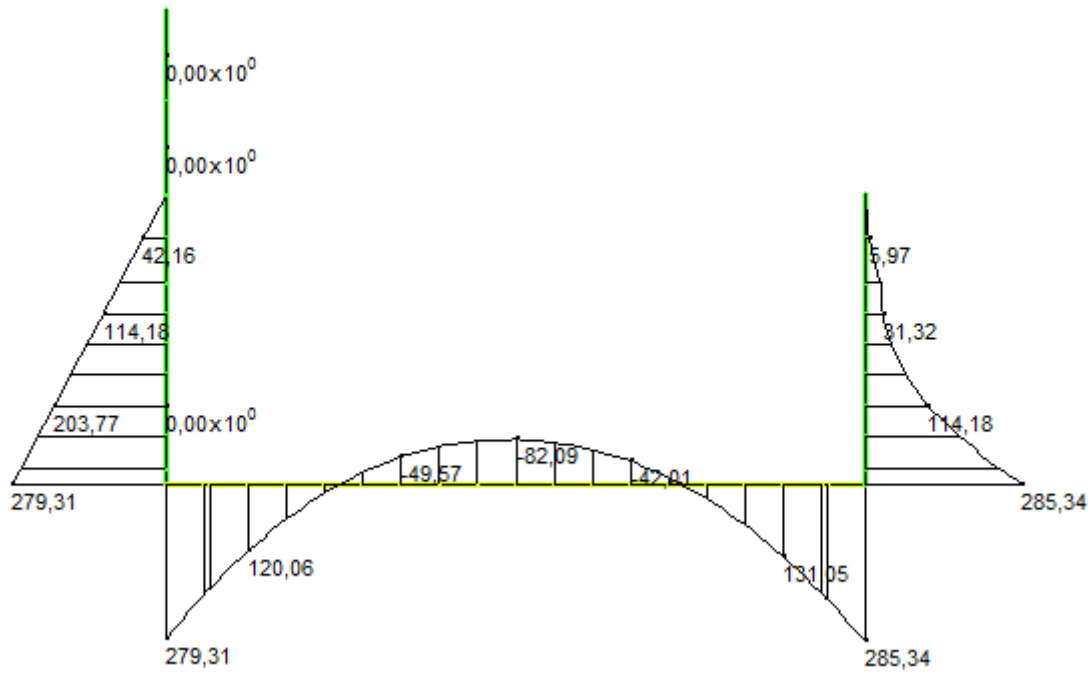
Modello B-3 – RA (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)



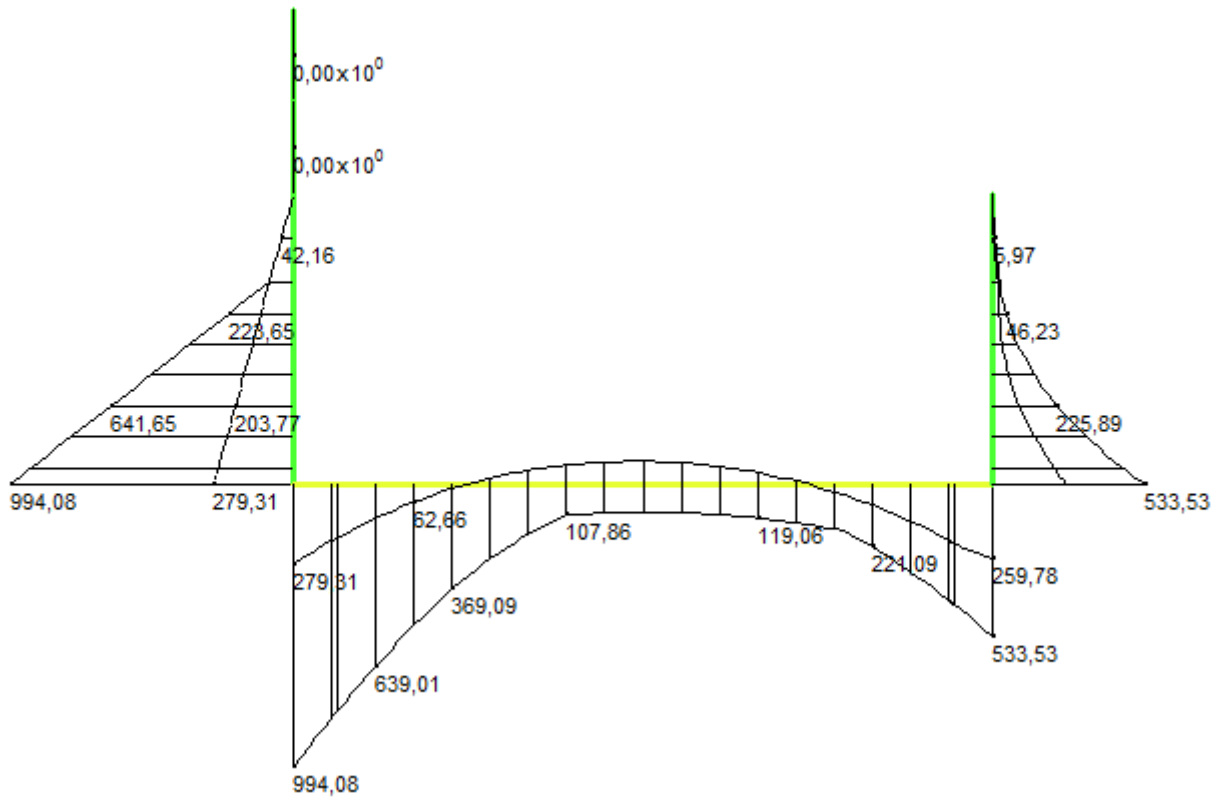
Modello B-3 – STR (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)



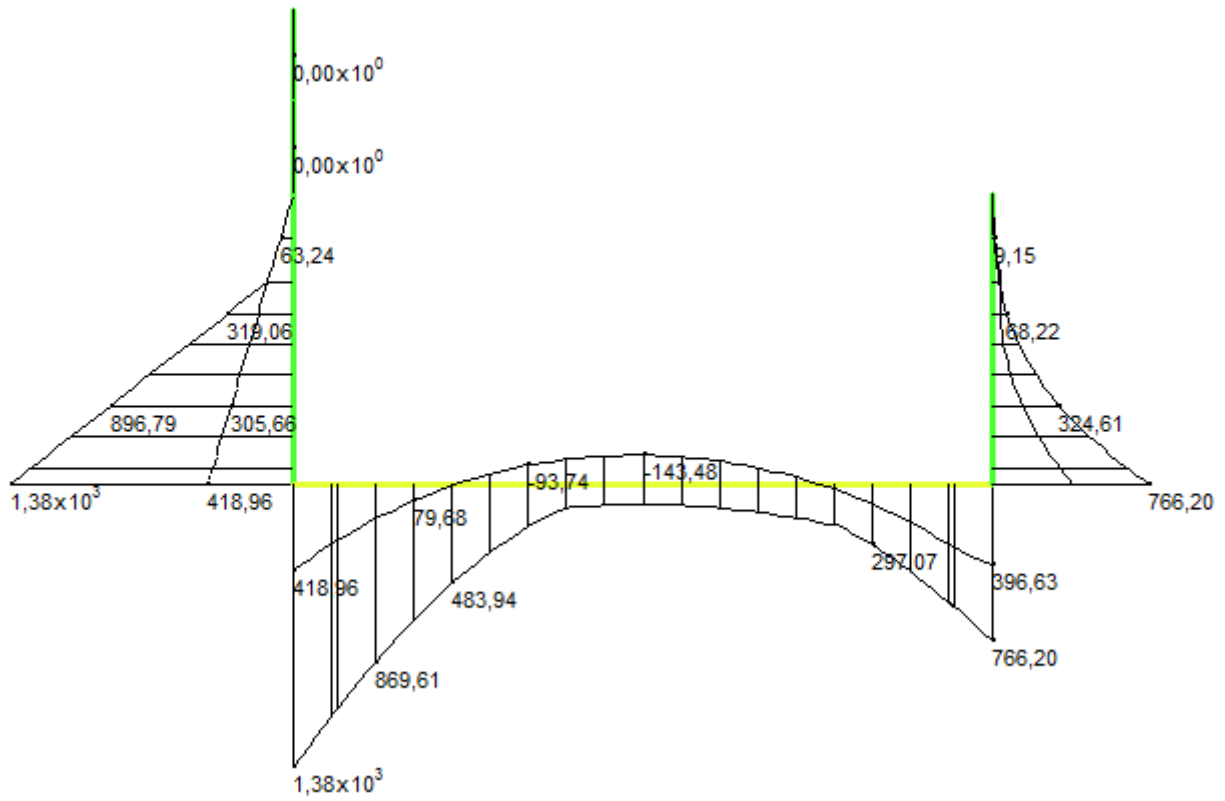
Modello B-3 – SISM (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)



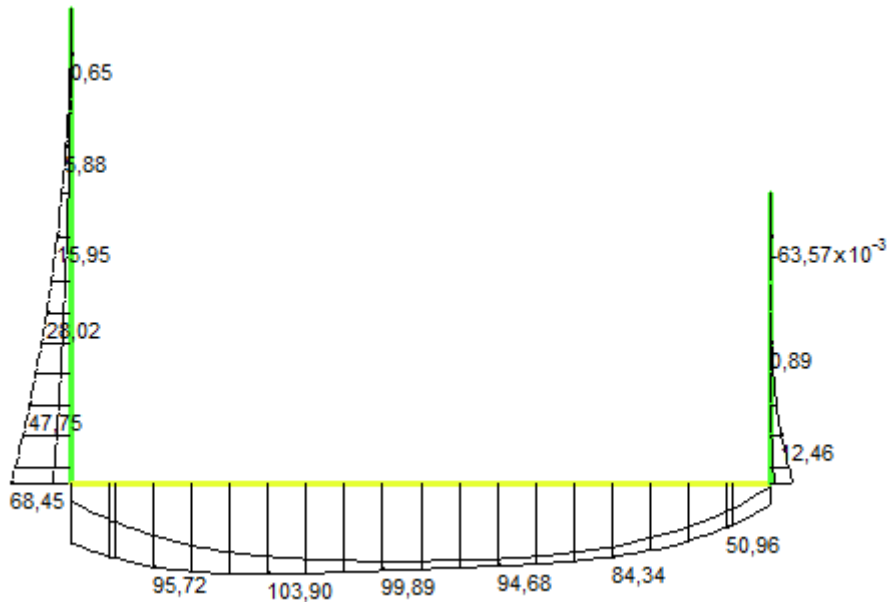
Modello B-3 – QP (falda di progetto) – Momenti flettenti (kNm)



Modello B-3 – RA (falda di progetto) – Momenti flettenti (kNm)

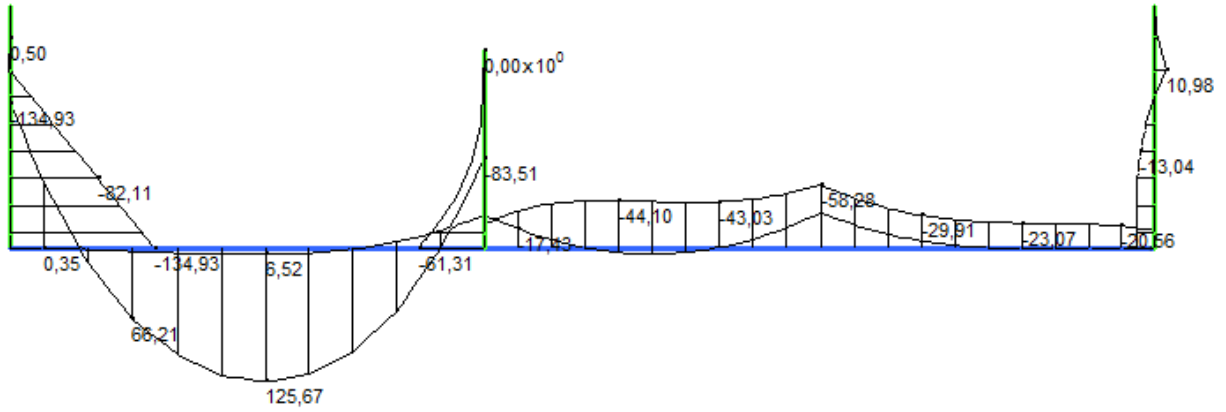


Modello B-3 – STR (falda di progetto) – Momenti flettenti (kNm)

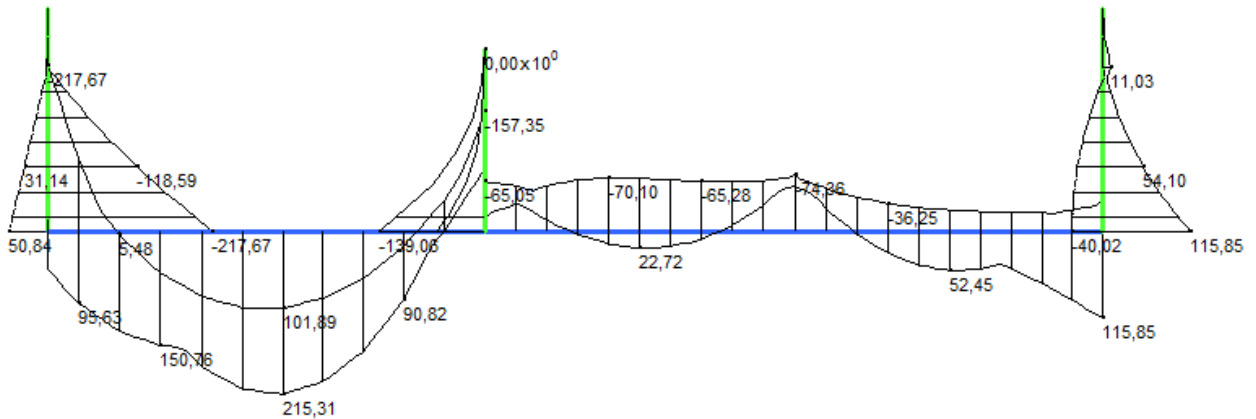


Modello B-3 – SISM (falda di progetto) – Momenti flettenti (kNm)

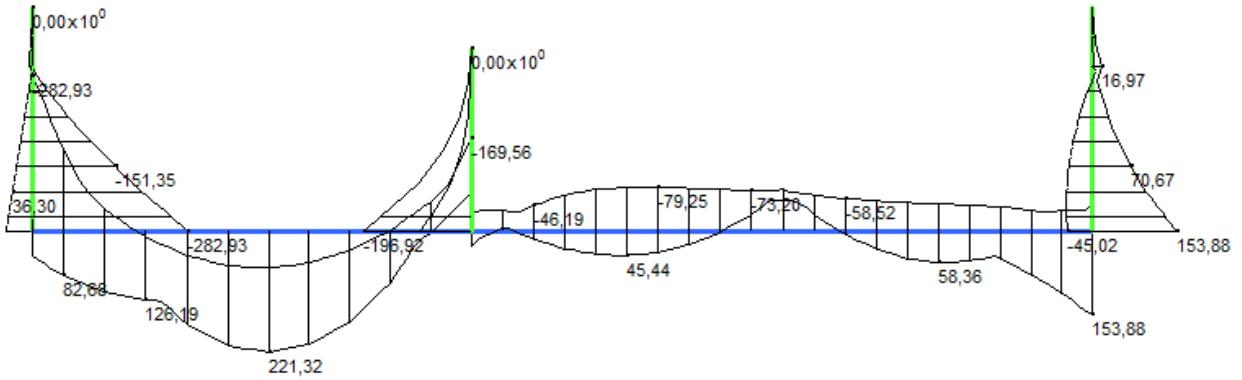




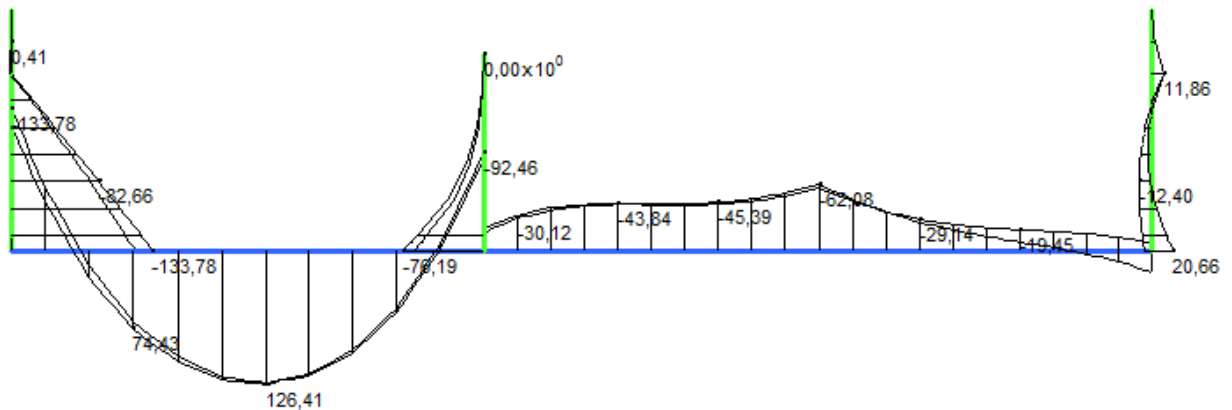
Modello B-4 – QP (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)



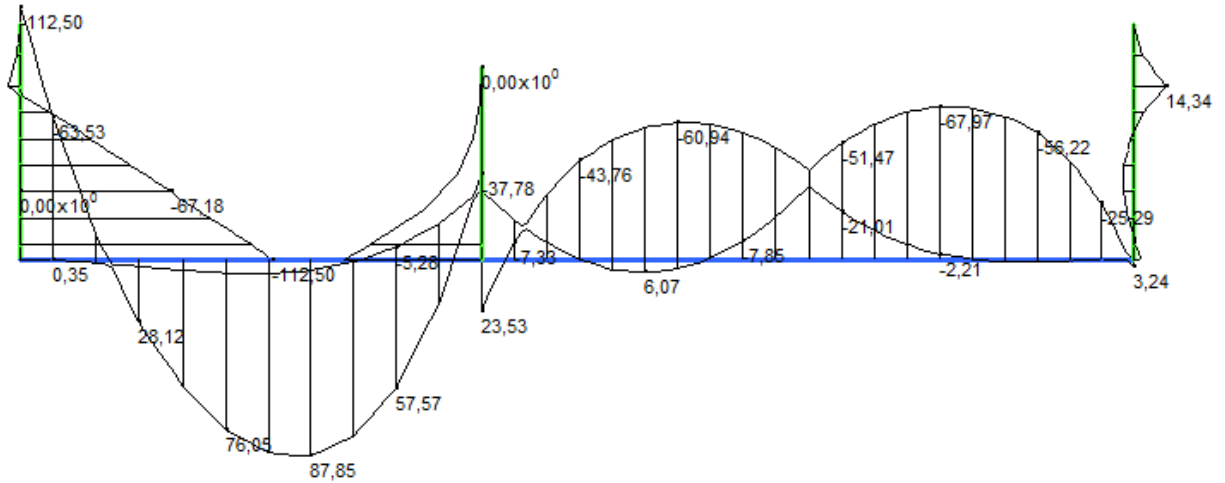
Modello B-4 – RA (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)



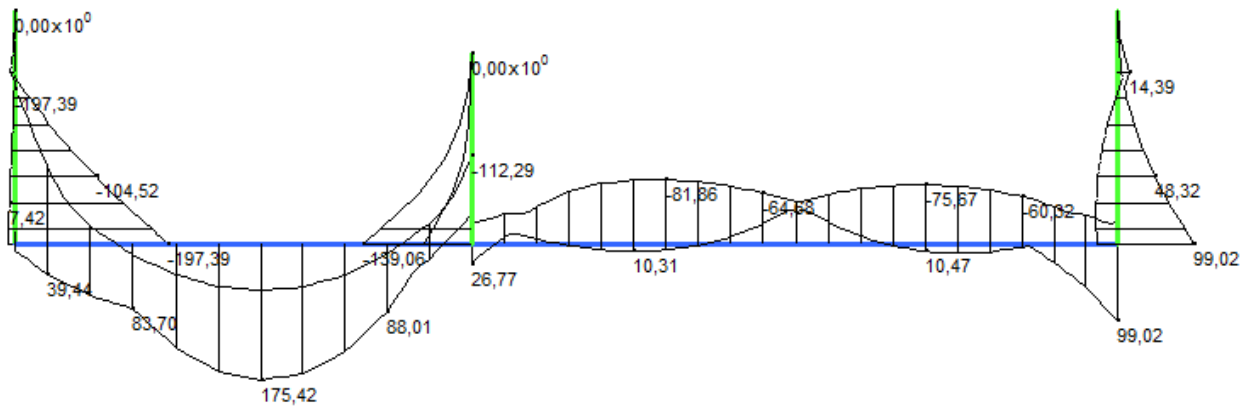
Modello B-4 – STR (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)



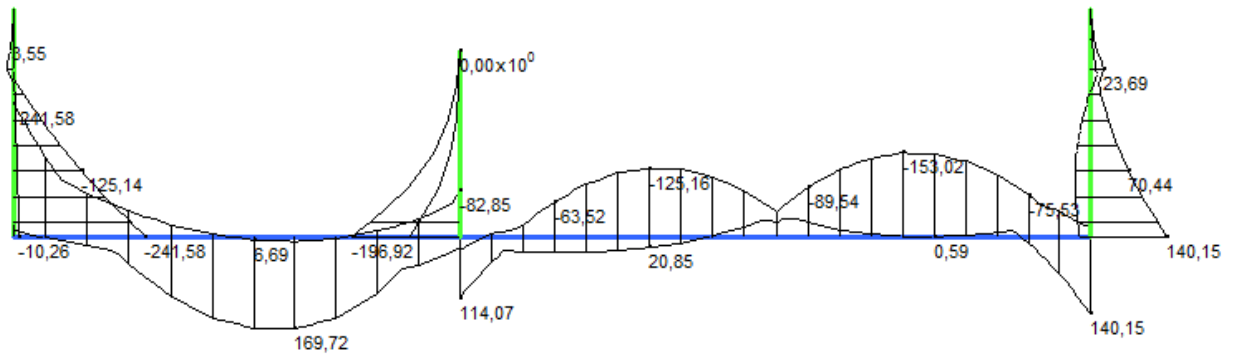
Modello B-4 – SISM (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)



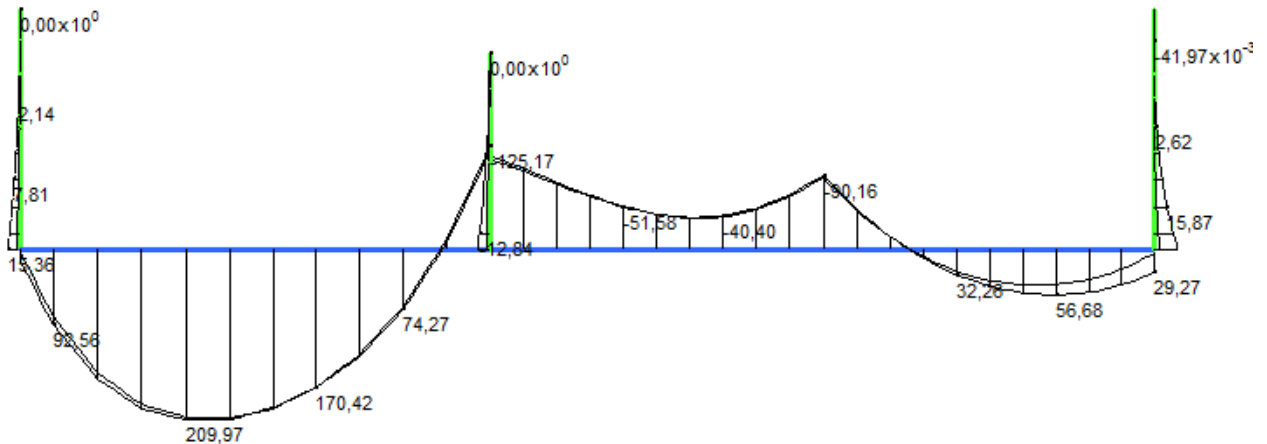
Modello B-4 – QP (falda di progetto) – Momenti flettenti (kNm)



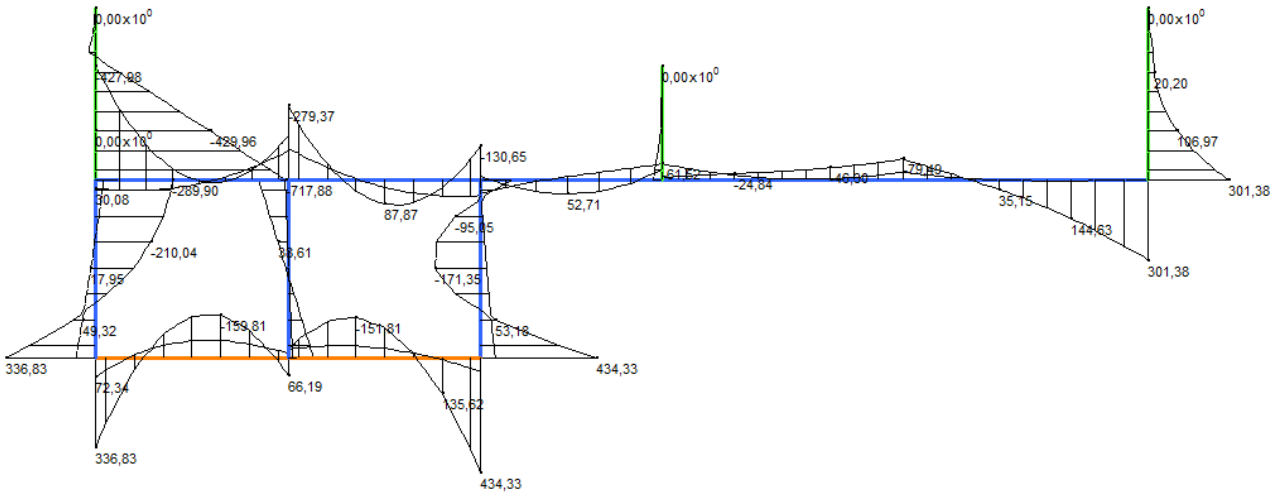
Modello B-4 – RA (falda di progetto) – Momenti flettenti (kNm)



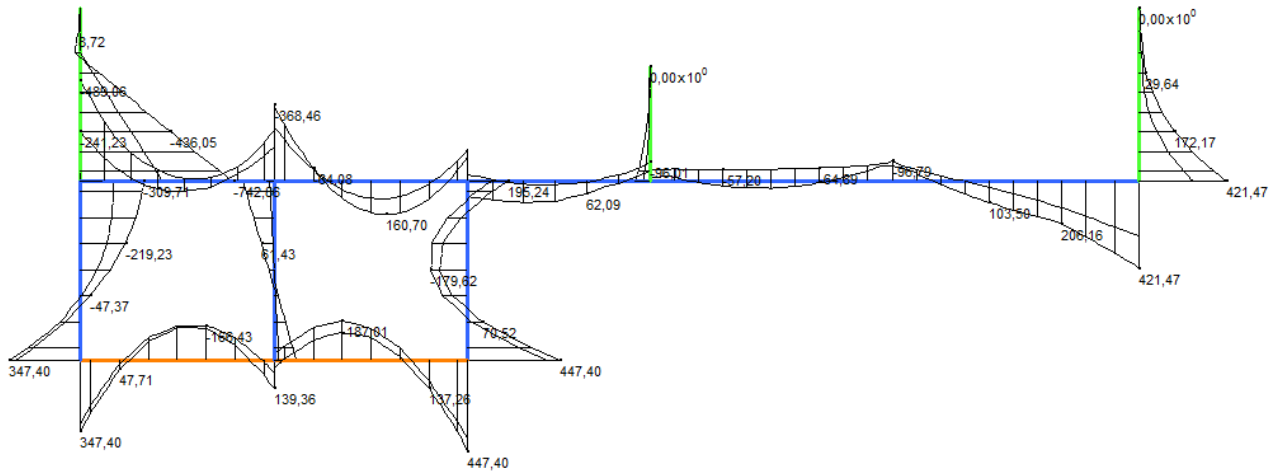
Modello B-4 – STR (falda di progetto) – Momenti flettenti (kNm)



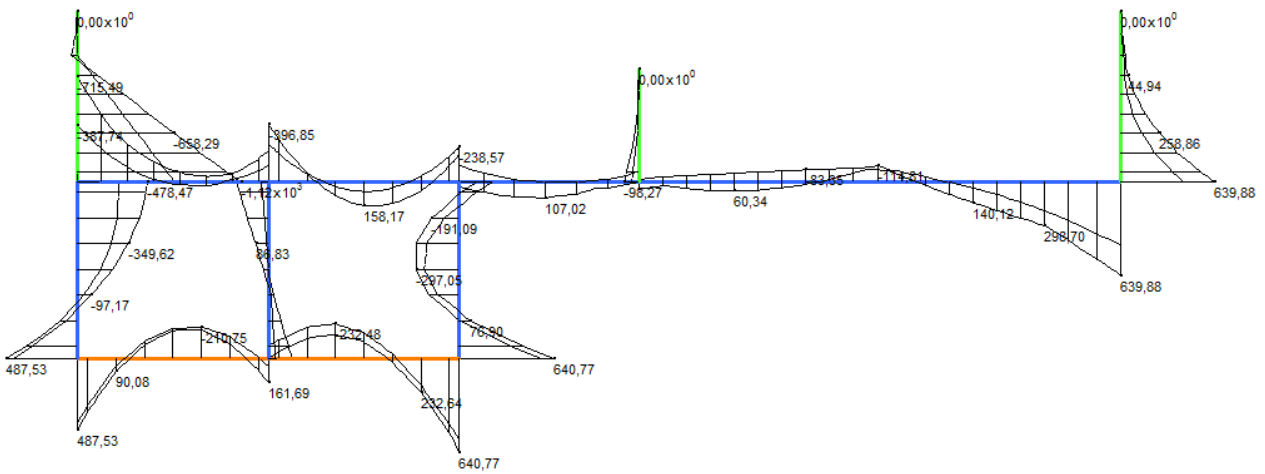
Modello B-4 – SISM (falda di progetto) – Momenti flettenti (kNm)



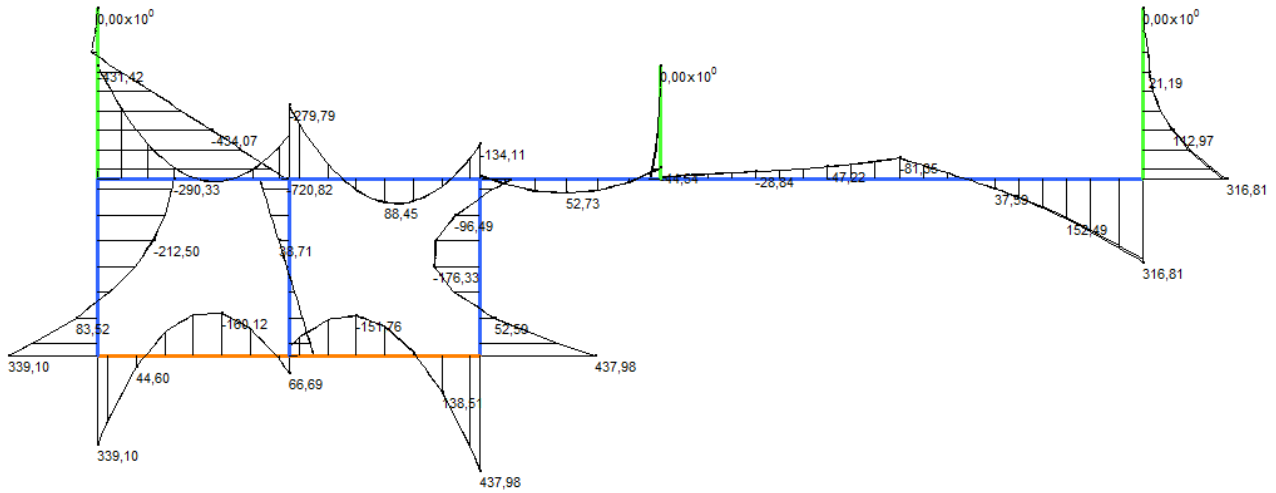
Modello B-5 – QP (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)



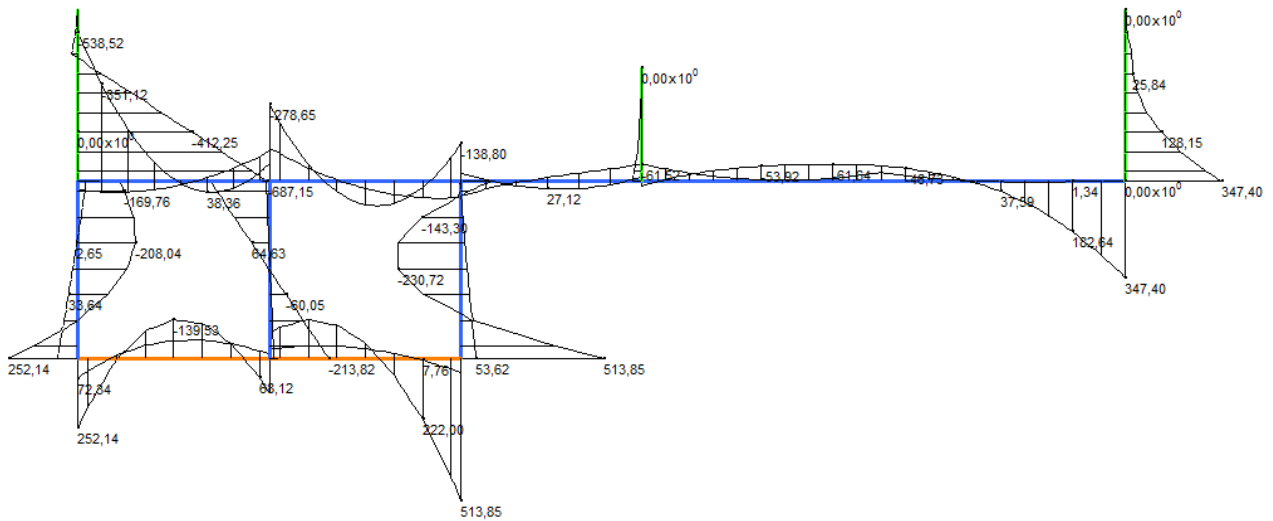
Modello B-5 – RA (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)



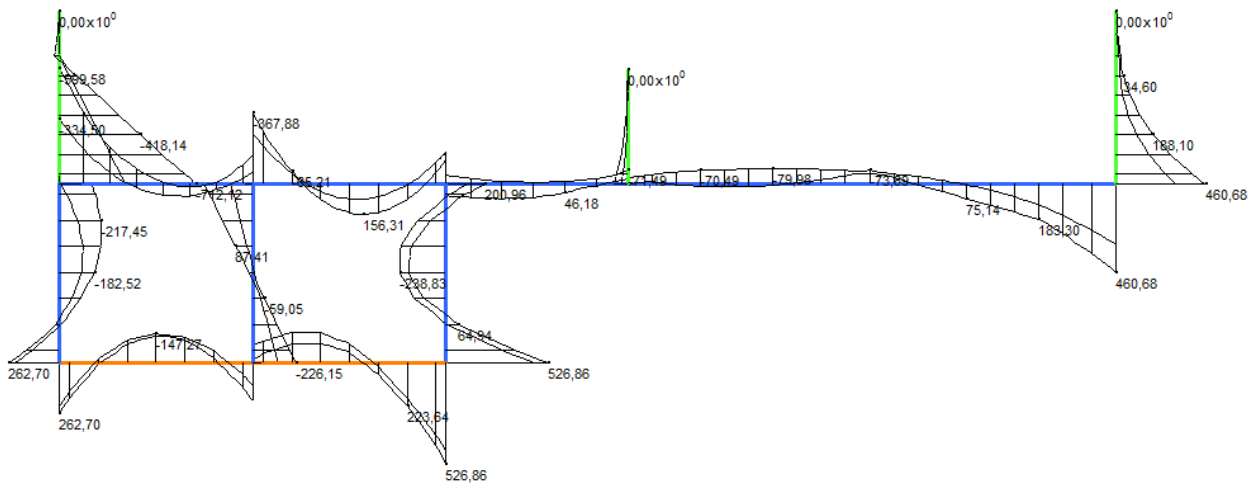
Modello B-5 – STR (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)



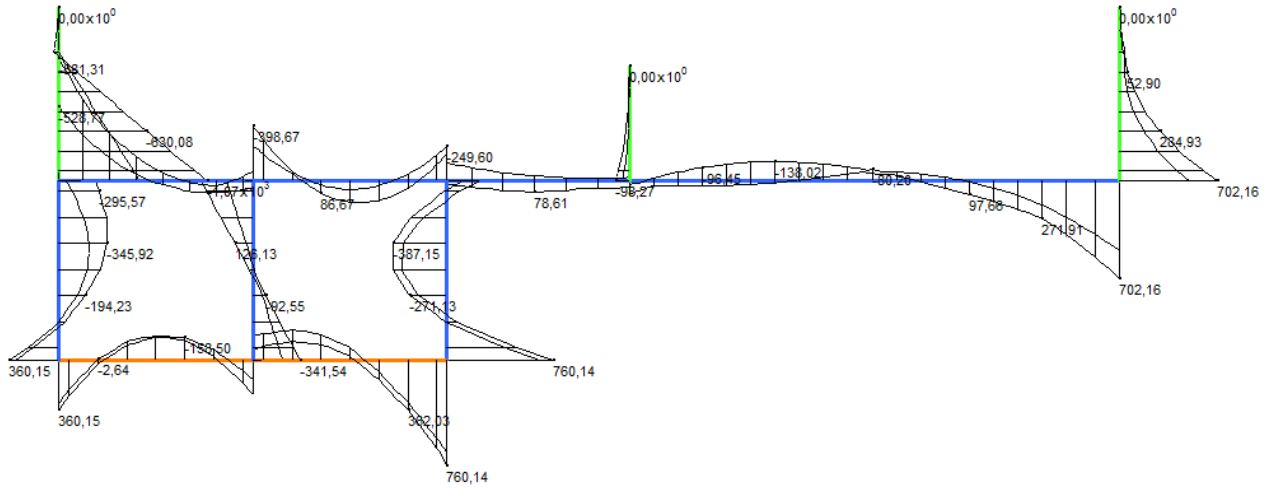
Modello B-5 – SISM (falda di cantiere) – Momenti flettenti (kNm)



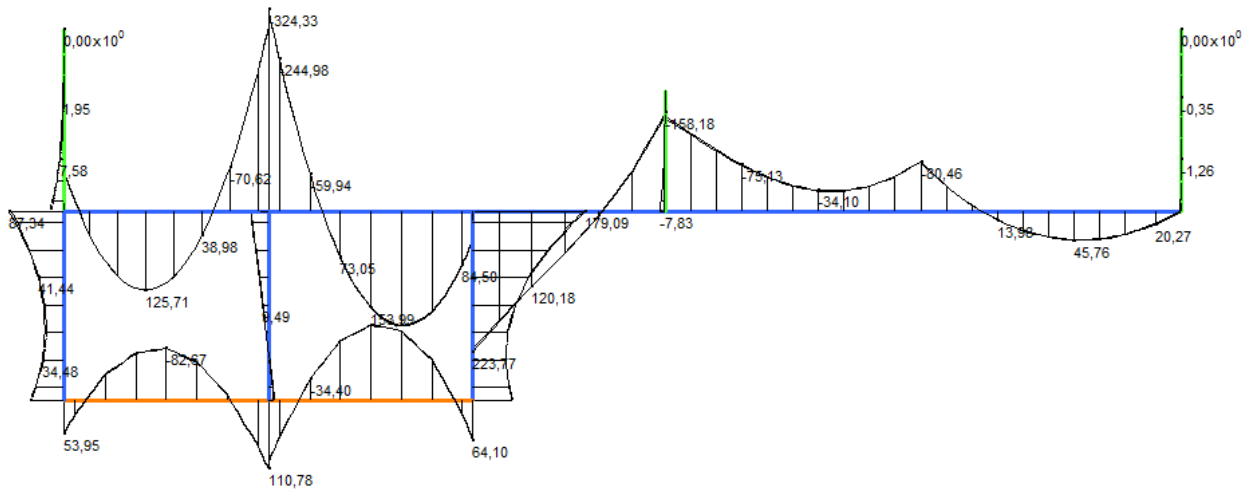
Modello B-5 – QP (falda di progetto) – Momenti flettenti (kNm)



Modello B-5 – RA (falda di progetto) – Momenti flettenti (kNm)

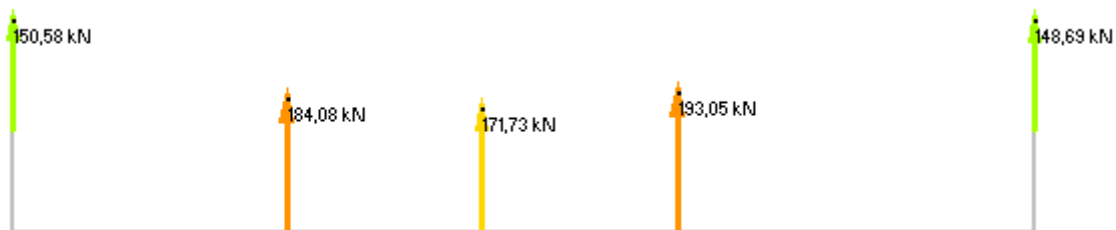


Modello B-5 – STR (falda di progetto) – Momenti flettenti (kNm)

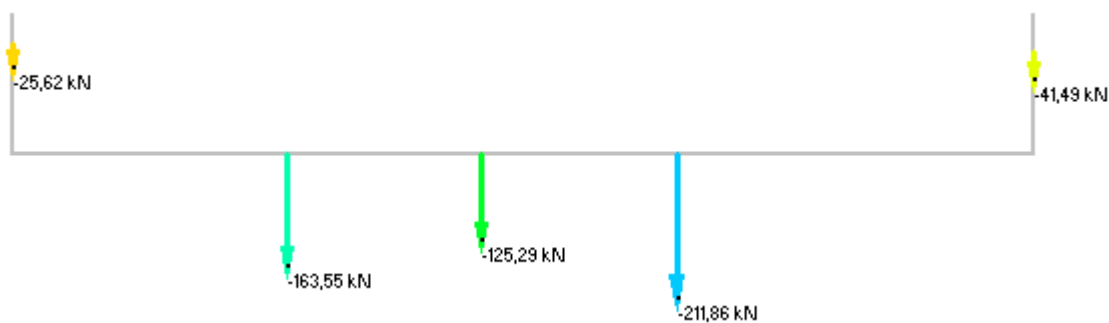


Modello B-5 – SISM (falda di progetto) – Momenti flettenti (kNm)

### 7.2.3 Pali e diaframmi (fase 2)



Modello B-1 – STR (falda di cantiere) – Reazioni max pali e diaframmi



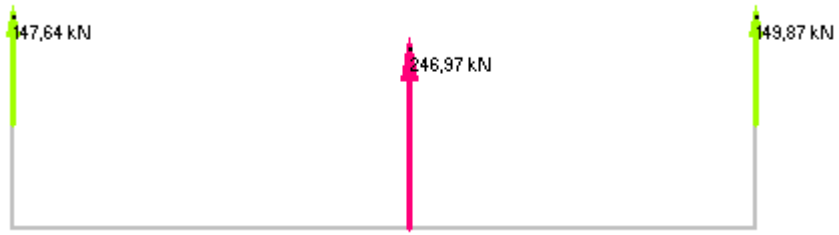
Modello B-1 – STR (falda di progetto) – Reazioni min pali e diaframmi



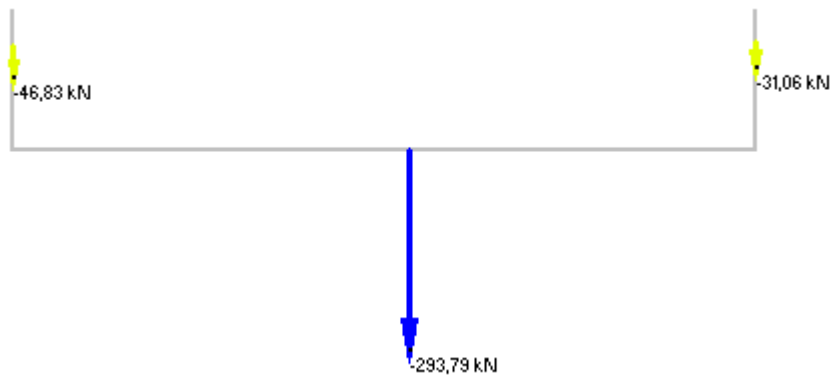
Modello B-1 – SISM (falda di cantiere) – Reazioni max pali e diaframmi



Modello B-1 – SISM (falda di progetto) – Reazioni min pali e diaframmi



Modello B-2 – STR (falda di cantiere) – Reazioni max pali e diaframmi



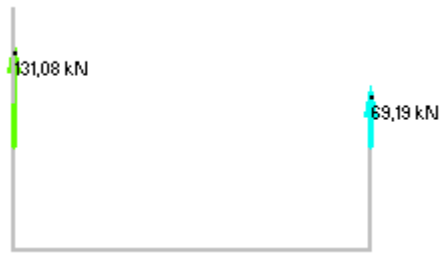
Modello B-2 – STR (falda di progetto) – Reazioni min pali e diaframmi



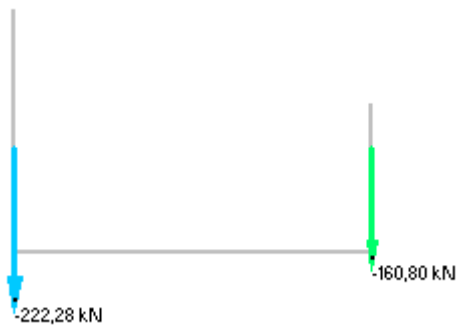
Modello B-2 – SISM (falda di cantiere) – Reazioni max pali e diaframmi



Modello B-2 – SISM (falda di progetto) – Reazioni min pali e diaframmi



Modello B-3 – STR (falda di cantiere) – Reazioni max pali e diaframmi



Modello B-3 – STR (falda di progetto) – Reazioni min pali e diaframmi

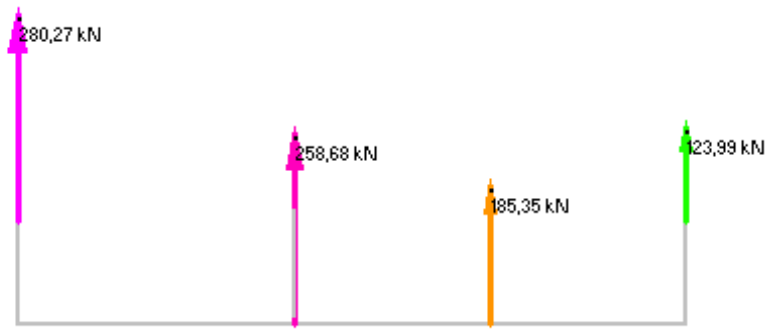


Modello B-3 – SISM (falda di cantiere) – Reazioni max pali e diaframmi

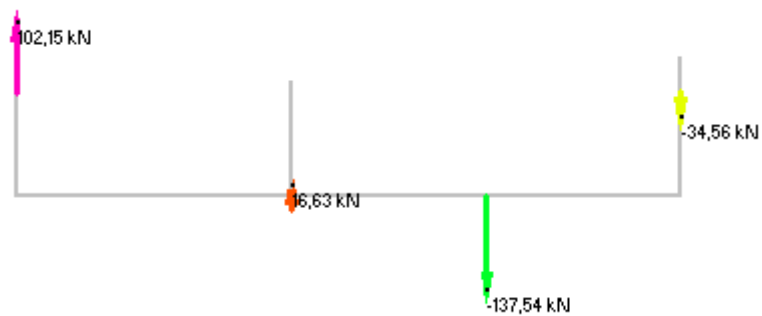


Modello B-3 – SISM (falda di progetto) – Reazioni min pali e diaframmi

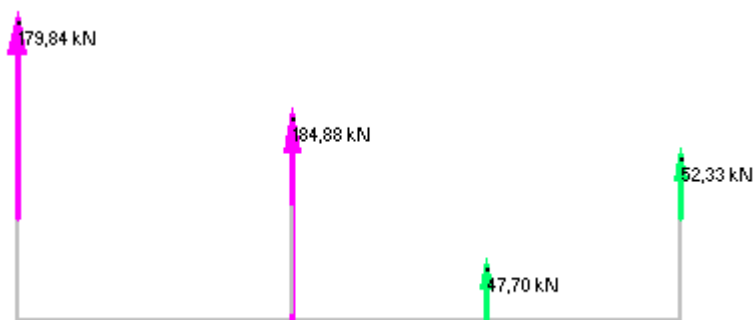




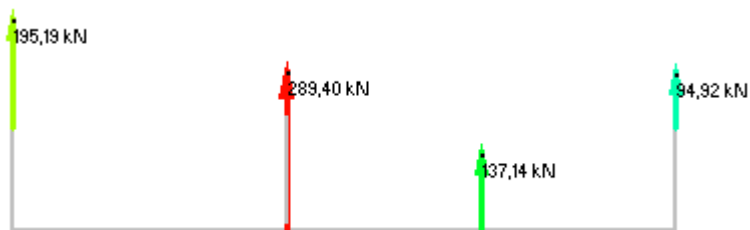
Modello B-4 – STR (falda di cantiere) – Reazioni max pali e diaframmi



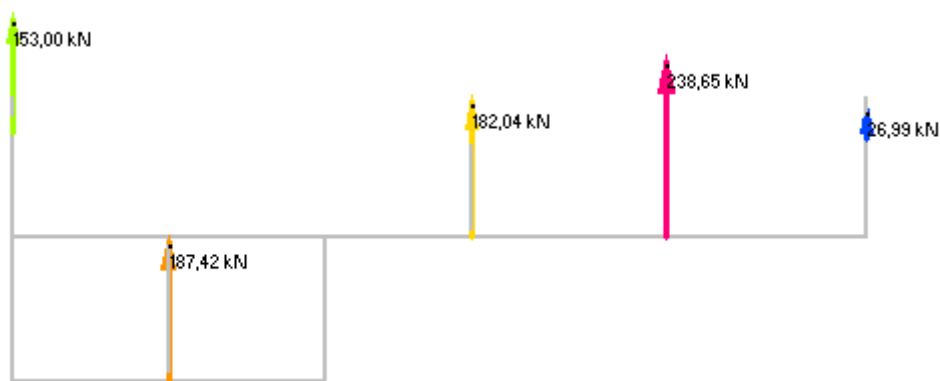
Modello B-4 – STR (falda di progetto) – Reazioni min pali e diaframmi



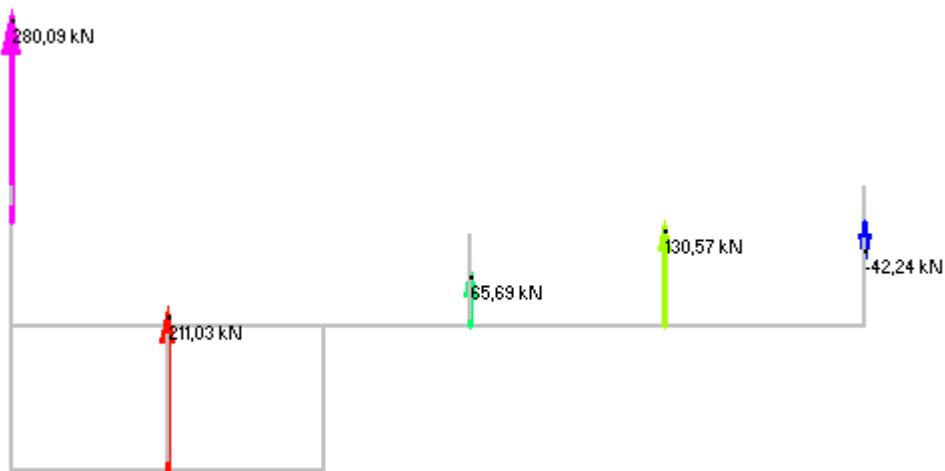
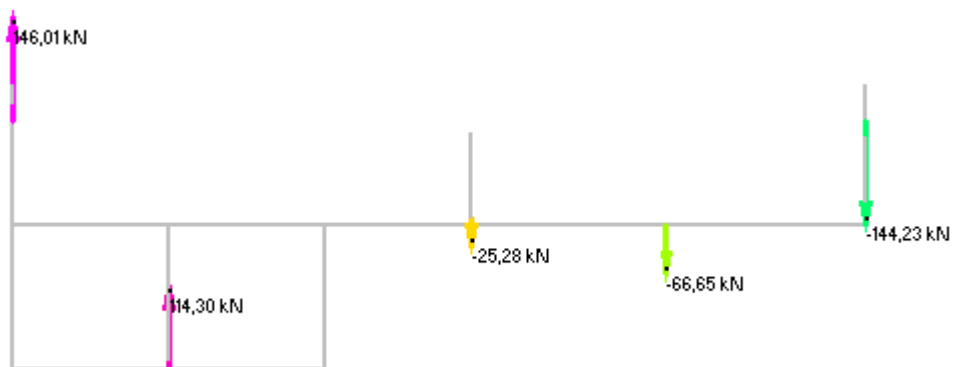
Modello B-4 – SISM (falda di cantiere) – Reazioni max pali e diaframmi



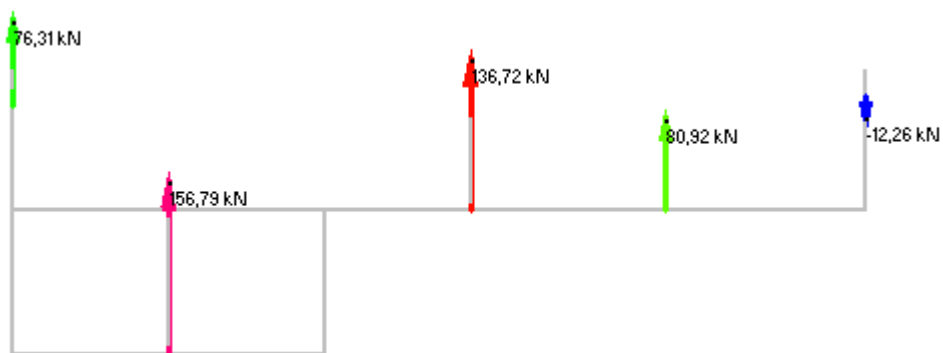
Modello B-4 – SISM (falda di progetto) – Reazioni min pali e diaframmi



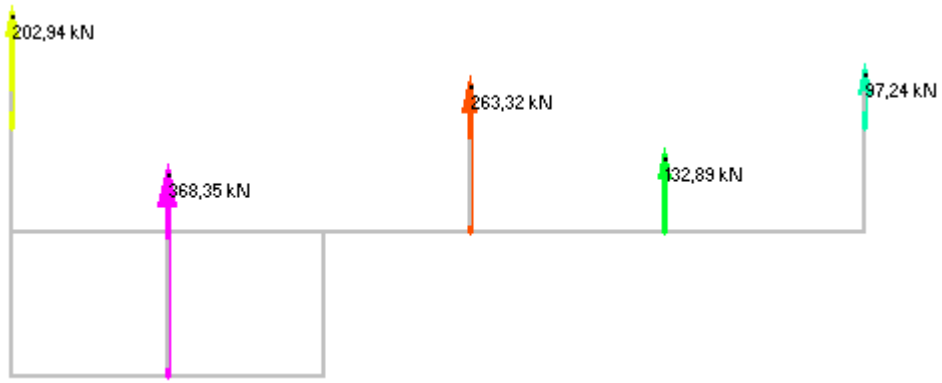
Modello B-5 – STR (falda di cantiere) – Reazioni max pali e diaframmi



Modello B-5 – STR (falda di progetto) – Reazioni max/min pali e diaframmi



Modello B-5 – SISM (falda di cantiere) – Reazioni max pali e diaframmi



Modello B-5 – SISM (falda di progetto) – Reazioni min pali e diaframmi

## 7.3 Verifiche degli elementi in cemento armato

### 7.3.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

#### 7.3.1.1 Verifica a presso/tenso-flessione

Come previsto al § 4.1.2.1.2.4 delle NTC 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

#### 7.3.1.2 Verifica per sollecitazione tagliante

Per la verifica a sollecitazione tagliante si esegue dapprima la verifica degli *elementi senza armature resistenti a taglio*, secondo quanto previsto § 4.1.2.1.3.1. delle NTC. Indicato con  $V_{Ed}$  il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU, si verifica che risulti:

$$V_{Ed} < V_{Rd} = \max \left\{ \left( 0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt[3]{100 \cdot \rho_\ell \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

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

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

$$\rho_\ell = \frac{A_{s\ell}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd} \quad \text{tensione media di compressione nella sezione}$$

$d$  altezza utile della sezione [mm]

$b_w$  larghezza minima della sezione [mm]

Qualora la verifica non andasse a buon fine è necessario ricorrere ad *elementi provvisti di armature resistenti a taglio* secondo quanto previsto al § 4.1.2.1.3.2 delle NTC. Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a taglio è data dalle relazioni seguenti:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) \quad \text{resistenza di calcolo a taglio}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \vartheta) \cdot \sin \alpha \quad \text{resistenza a taglio-trazione}$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \vartheta}{1 + \text{ctg}^2 \vartheta} \quad \text{resistenza a taglio-compressione}$$

$\vartheta$  inclinazione puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento ( $1.0 \leq \text{ctg} \vartheta \leq 2.5$ )

$\alpha$  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

$\alpha_c$  coefficiente maggiorativi pari a:

1 per membrature non compresse

$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$  per  $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \times f_{cd}$

1.25 per  $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \times f_{cd}$

$2.5 \times (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$  per  $0.5 \times f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

### 7.3.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

Le verifiche agli SLE si risolvono nel controllare che i valori di tensione nei materiali siano inferiori ai limiti di normativa (§ 4.1.2.2.5 delle NTC).

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

### 7.3.3 Verifiche allo Stato Limite di Fessurazione

Viene eseguita la verifica allo stato limite di apertura delle fessure con riferimento al § 4.1.2.2.4 delle NTC. 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
  - $w_1 = 0.20 \text{ mm}$
  - $w_2 = 0.30 \text{ mm}$
  - $w_3 = 0.40 \text{ mm}$

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

Condizioni ambientali e classi di esposizione

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

Stati limite di fessurazione

Il calcolo, condotto con riferimento alla procedura analitica prevista al § C4.1.2.2.4 della C.M. 2009 n°617, prevede i seguenti passaggi:

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

<b>Elemento strutturale</b>	<b>Classi di esposizione</b>	<b>Condizioni ambientali</b>	<b>Combinazione di azioni</b>	<b>Stato limite</b>	<b>w<sub>d</sub></b>
Pali, diaframmi, fondazioni, elevazioni	XC2	Ordinarie	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$
			Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$

Stati limite di fessurazione degli elementi strutturali

In accordo con il quanto indicato nella C.M. 2009 n°617, il calcolo dell'apertura delle fessure può essere effettuato secondo i metodi riportati nella normativa precedente D.M. 09/01/1996 e relative circolari esplicative.

#### **7.3.4 Verifiche strutturali**

Vedi allegati di calcolo.



Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	> 10
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Fattori di correlazione  $\xi$  in funzione del numero di verticali d'indagine

Oltre ai coefficienti di sicurezza  $\gamma_R$  dei pali a elica continua, con numero di verticali di indagine pari a 1 si considera:

$$\xi_3 = 1.70$$

$$\xi_4 = 1.70$$

#### 7.4.1.1 Calcolo della capacità portante di progetto

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

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

$$R_{d,c} = R_{c,t} + W' = \frac{R_{t,cal}}{\xi \cdot \gamma_t} + W' \quad \text{resistenza di progetto in trazione}$$

$R_{c,cal}$  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

#### 7.4.1.2 Portata laterale

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

$$R_{c,cal} = R_{t,cal} = \pi \cdot D \cdot \sum_i \tau_{lim,i} \cdot h_i$$

$D$  diametro 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), si utilizza l'equazione:

$$\tau_{im} = \alpha \cdot c_U \leq 100 \text{ kPa}$$

$c_U$  resistenza al taglio non drenata (kPa)

$\alpha$  coefficiente riduttivo, assunto per pali trivellati:

$$\alpha = 0.9 \text{ per } c_U \leq 25 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.8 \text{ per } 25 < c_U \leq 50 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.6 \text{ per } 50 < c_U \leq 75 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.4 \text{ per } c_U > 75 \text{ kPa}$$

Per i terreni granulari secondo AGI (1984), l'attrito laterale è valutato mediante l'espressione:

$$\tau_{lim} = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan(\phi) < f(N_{SPT})$$

$K$  rapporto tra pressione orizzontale e pressione verticale efficace in prossimità del palo

$\sigma'_v$  pressione geostatica verticale efficace

$\phi$  angolo di resistenza al taglio del terreno naturale

$N_{SPT}$  numero di colpi/piede in prova SPT

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

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



Tab. 5.1 - Valori indicativi di k e  $\mu$  dell'eq. |4| per terreni incoerenti

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

(\*) Decrescente con la profondità.

Valori dei coefficienti k e  $\mu$  secondo AGI

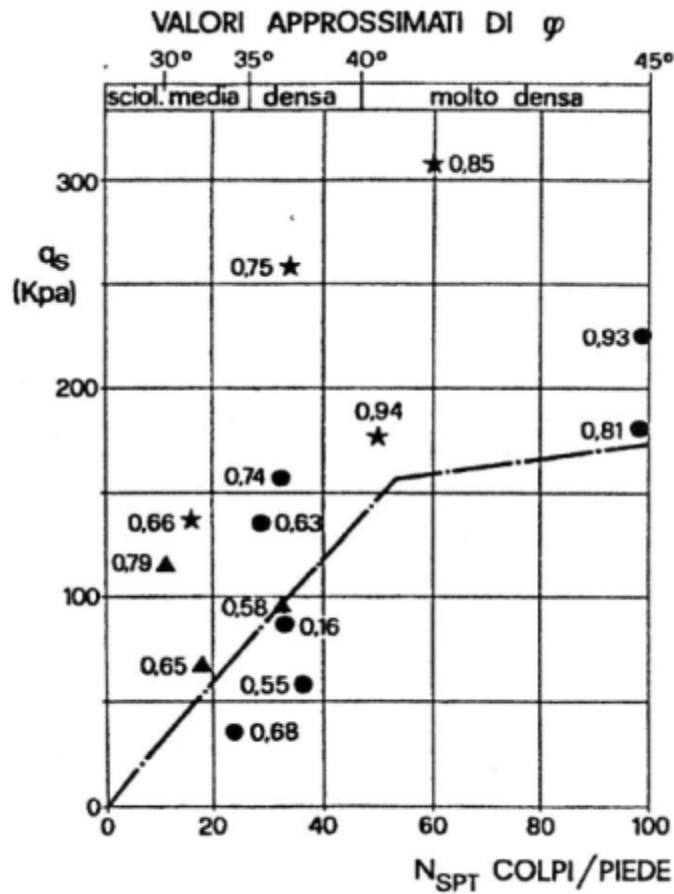


Fig. 7 - RESISTENZA LATERALE PER PALI TRIVELLATI DI GRANDE DIAMETRO (L < 25 m) IN TERRENI SABBIOSI (WRIGHT, 1977)

Valori limite di  $\tau_{LIM}$  con indagini SPT secondo AGI

Secondo le norme AGI si raccomanda comunque di limitare cautelativamente la  $\tau_{lim}$  a 150-200 kPa.

#### 7.4.1.3 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

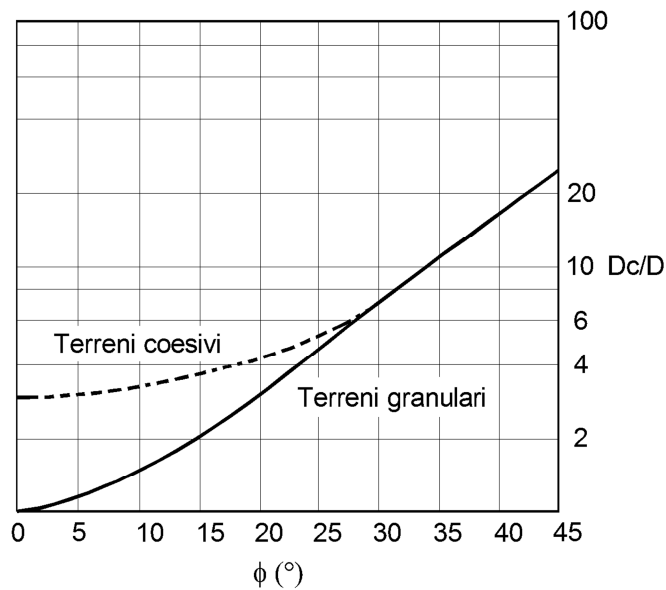
Per i terreni coesivi, la valutazione della capacità limite di base viene calcolata in condizioni non drenate mediante l'equazione:

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

$c_u$  resistenza al taglio non drenata (kPa)

$\sigma_{v0}$  pressione verticale di base

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.



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

Per i terreni granulari, la valutazione della capacità limite di base viene calcolata in condizioni drenate 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:

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

$\sigma'_{v0}$  pressione verticale di base

$N_q^*$  coefficiente della pressione di base

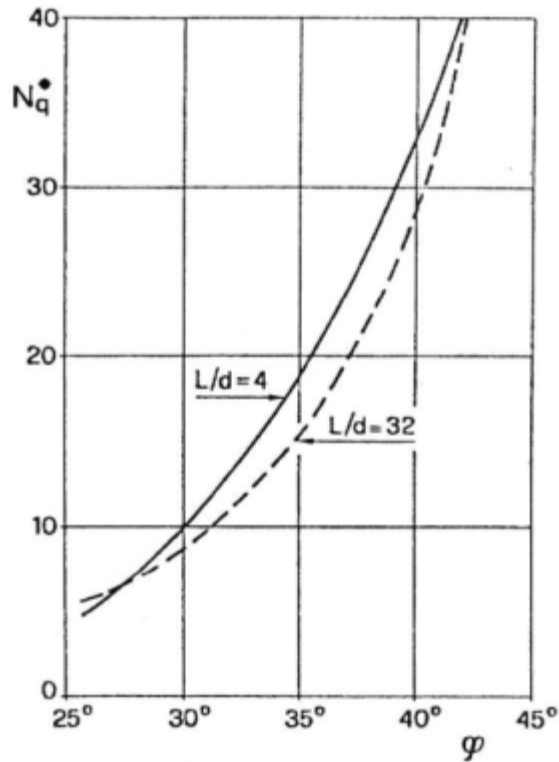


Fig. 5 - COEFFICIENTI  $N_q^*$  (BEREZANTZEV, 1965), CORRISPONDENTI ALL'INSORGERE DELLE DEFORMAZIONI PLASTICHE ALLA PUNTA

Valori limite di  $N_q^*$  secondo AGI

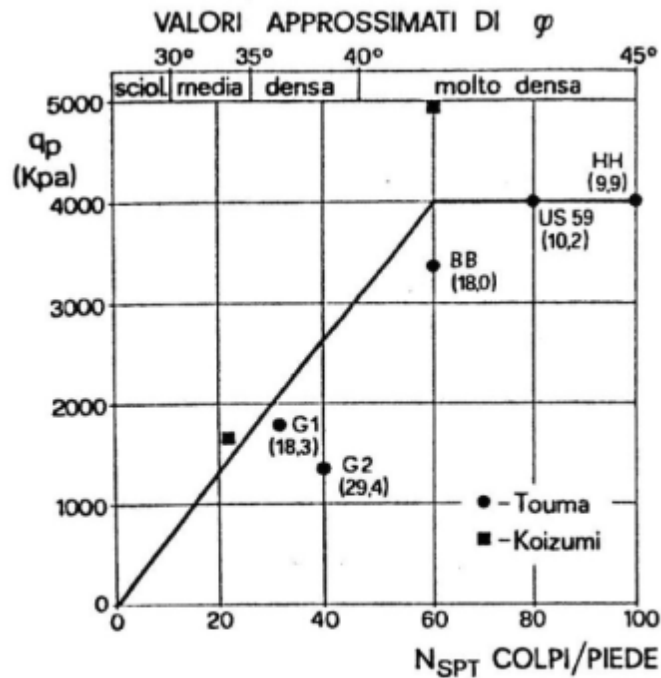


Fig. 6 - RESISTENZA ALLA PUNTA PER PALI TRIVELLATI IN SABBIE (REESE, 1978).

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

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

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

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

### 7.4.2 Resistenza di progetto a carichi trasversali

In accordo con il §6.4.3.1.2 delle NTC 2008, le resistenze trasversali di progetto  $R_{tr,d}$  sono calcolate in funzione della tipologia di palo e secondo i coefficienti riportati nella tabella seguente.

$$R_{tr,d} = R_{tr,k} / \gamma_R$$

$R_{tr,k}$  valore caratteristico della resistenza trasversale

$\gamma_T$  coefficienti parziali di sicurezza

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

Coefficienti parziali  $\gamma_T$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carichi trasversali

I valori caratteristici delle resistenze  $R_{tr,k}$  sono ottenuti applicando i fattori di correlazione  $\xi_3$  e  $\xi_4$  funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative, riportati nella tabella seguente, alle resistenze di calcolo  $R_{cal}$ .

$$R_{tr,k} = \text{Min}( (R_{tr,cal})_{med} / \xi_3 ; (R_{tr,cal})_{min} / \xi_4 )$$

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	> 10
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Fattori di correlazione  $\xi$  in funzione del numero di verticali d'indagine

Oltre ai coefficienti di sicurezza  $\gamma_T$ , con numero di verticali di indagine pari a 2 si considera:

$$\xi_3 = 1.65$$

$$\xi_4 = 1.55$$

#### 7.4.2.1 Calcolo della resistenza trasversale di progetto

Nel caso in cui la resistenza trasversale caratteristica  $R_{tr,k}$  sia valutata con metodi di calcolo analitici, bisogna applicare alle resistenze di calcolo i coefficienti riportati nella tabella precedente.

**7.4.3 Riepilogo verifiche**

NOME: <b>PALI L=12m</b>		VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE			
<b>DATI GEOMETRICI</b>		<b>RESISTENZE DI CALCOLO</b>			
D =	0,80 m	$R_{c,cal,med} = R_{t,cal,med} =$	1057,44 kN	$\xi_3 =$	1,65
L =	12,00 m	$R_{c,cal,min} = R_{t,cal,min} =$	972,16 kN	$\xi_4 =$	1,55
$A_b =$	0,50 m <sup>2</sup>	$R_{b,cal,med} =$	870,10 kN		
$S_{lat} =$	2,51 m	$R_{b,cal,min} =$	652,57 kN	$R_{c,k} = R_{t,k} =$	627,20 kN
$\eta =$	1,00	$W' =$	90,48 kN	$R_{b,k} =$	421,01 kN
<b>RESISTENZE DI PROGETTO</b>					
- SLU STR [A1+M1+R3]					
	$\gamma_b =$				
	1,35				
	$\gamma_s =$	$R_{Rd,c} =$	766,77 kN	$>$	$E_{Rd,c} =$ 646,70 kN OK VERIFICATO
	1,15	$R_{Rd,t} =$	592,24 kN	$>$	$E_{Rd,t} =$ 529,65 kN OK VERIFICATO
	$\gamma_t =$				
	1,25				
- SLU SISM [A1+M1+R3]					
	$\gamma_b =$				
	1,35				
	$\gamma_s =$	$R_{Rd,c} =$	766,77 kN	$>$	$E_{Rd,c} =$ 658,30 kN OK VERIFICATO
	1,15	$R_{Rd,t} =$	592,24 kN	$>$	$E_{Rd,t} =$ 0,00 kN OK VERIFICATO
	$\gamma_t =$				
	1,25				

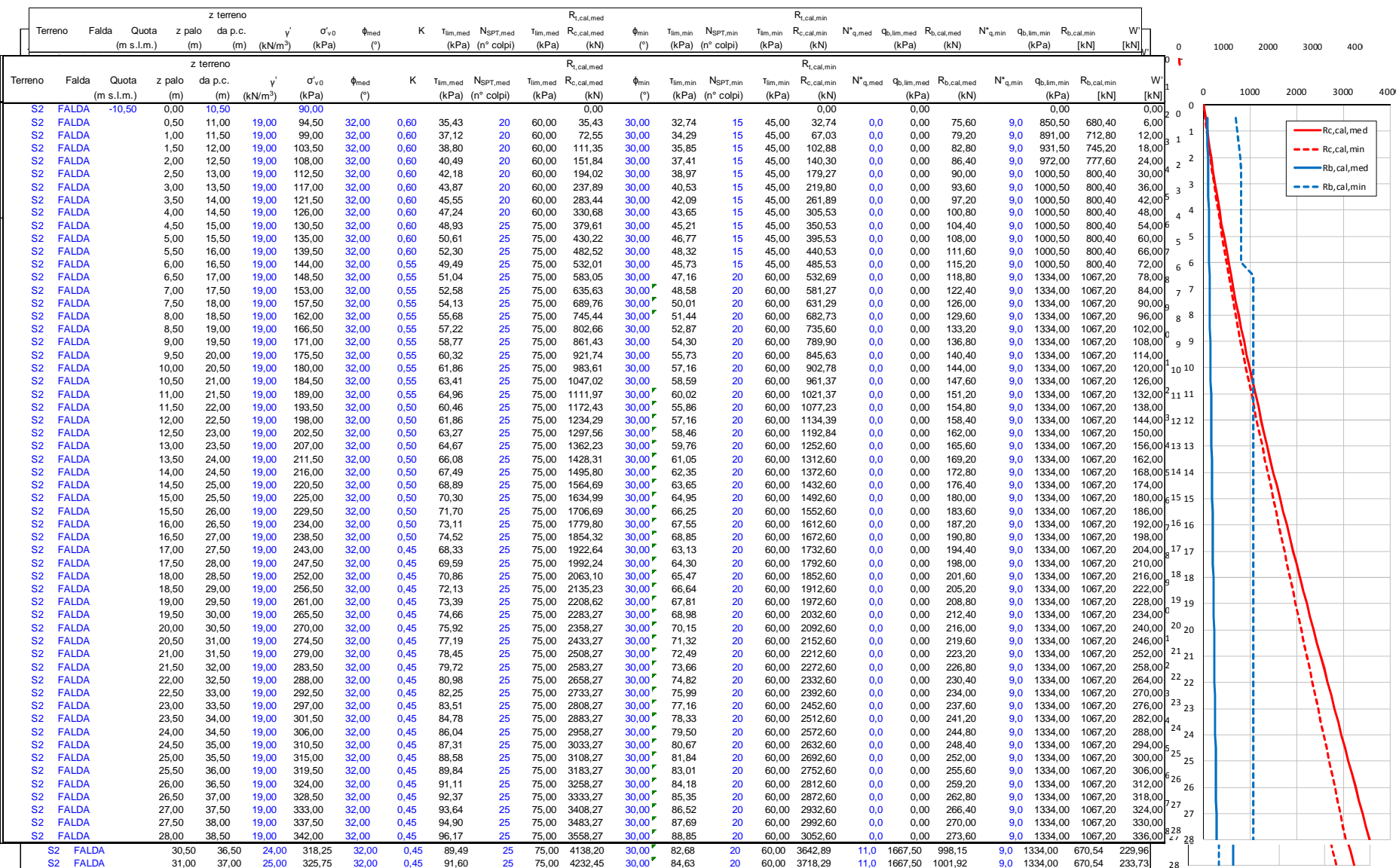
NOME: <b>PALI L=16m</b>		VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE			
<b>DATI GEOMETRICI</b>		<b>RESISTENZE DI CALCOLO</b>			
D =	0,80 m	$R_{c,cal,med} = R_{t,cal,med} =$	1611,81 kN	$\xi_3 =$	1,65
L =	16,00 m	$R_{c,cal,min} = R_{t,cal,min} =$	1484,38 kN	$\xi_4 =$	1,55
$A_b =$	0,50 m <sup>2</sup>	$R_{b,cal,med} =$	928,78 kN		
$S_{lat} =$	2,51 m	$R_{b,cal,min} =$	670,54 kN	$R_{c,k} = R_{t,k} =$	957,66 kN
$\eta =$	1,00	$W' =$	120,64 kN	$R_{b,k} =$	432,61 kN
<b>RESISTENZE DI PROGETTO</b>					
- SLU STR [A1+M1+R3]					
	$\gamma_b =$				
	1,35				
	$\gamma_s =$	$R_{Rd,c} =$	1032,56 kN	$>$	$E_{Rd,c} =$ 617,43 kN OK VERIFICATO
	1,15	$R_{Rd,t} =$	886,77 kN	$>$	$E_{Rd,t} =$ 734,48 kN OK VERIFICATO
	$\gamma_t =$				
	1,25				
- SLU SISM [A1+M1+R3]					
	$\gamma_b =$				
	1,35				
	$\gamma_s =$	$R_{Rd,c} =$	1032,56 kN	$>$	$E_{Rd,c} =$ 443,10 kN OK VERIFICATO
	1,15	$R_{Rd,t} =$	886,77 kN	$>$	$E_{Rd,t} =$ 0,00 kN OK VERIFICATO
	$\gamma_t =$				
	1,25				

NOME: <b>DIAFRAMMI L=14m</b>		VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE			
<b>DATI GEOMETRICI</b>		<b>RESISTENZE DI CALCOLO</b>			
D =	m	$R_{c,cal,med} = R_{t,cal,med} =$	655,53 kN	$\xi_3 =$	1,65
L =	10,00 m	$R_{c,cal,min} = R_{t,cal,min} =$	601,81 kN	$\xi_4 =$	1,55
$A_b =$	0,80 m <sup>2</sup>	$R_{b,cal,med} =$	1219,20 kN		
$S_{lat} =$	2,00 m	$R_{b,cal,min} =$	800,40 kN	$R_{c,k} = R_{t,k} =$	388,26 kN
$\eta =$	1,00	$W' =$	120,00 kN	$R_{b,k} =$	516,39 kN
<b>RESISTENZE DI PROGETTO</b>					
- SLU STR [A1+M1+R3]					
	$\gamma_b =$				
	1,35				
	$\gamma_s =$	$R_{Rd,c} =$	600,13 kN	$>$	$E_{Rd,c} =$ 280,27 kN OK VERIFICATO
	1,15	$R_{Rd,t} =$	430,61 kN	$>$	$E_{Rd,t} =$ 160,80 kN OK VERIFICATO
	$\gamma_t =$				
	1,25				
- SLU SISM [A1+M1+R3]					
	$\gamma_b =$				
	1,35				
	$\gamma_s =$	$R_{Rd,c} =$	600,13 kN	$>$	$E_{Rd,c} =$ 195,19 kN OK VERIFICATO
	1,15	$R_{Rd,t} =$	430,61 kN	$>$	$E_{Rd,t} =$ 12,26 kN OK VERIFICATO
	$\gamma_t =$				
	1,25				

NOME: <b>DIAFRAMMI L=16m</b>		VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE			
DATI GEOMETRICI		RESISTENZE DI CALCOLO			
D =	m	$R_{c,cal,med} = R_{t,cal,med} =$	891,95 kN		$\xi_3 = 1,65$
L =	12,00 m	$R_{c,cal,min} = R_{t,cal,min} =$	819,92 kN		$\xi_4 = 1,55$
$A_b =$	0,80 m <sup>2</sup>	$R_{b,cal,med} =$	1440,00 kN		
$S_{lat} =$	2,00 m	$R_{b,cal,min} =$	1067,20 kN	$R_{c,k} = R_{t,k} =$	528,98 kN
$\eta =$	1,00	$W' =$	144,00 kN	$R_{b,k} =$	688,52 kN
RESISTENZE DI PROGETTO					
- SLU STR [A1+M1+R3]					
	$\gamma_b = 1,35$				
	$\gamma_s = 1,15$	$R_{Rd,c} =$	825,99 kN	>	$E_{Rd,c} = 135,08$ kN OK VERIFICATO
	$\gamma_t = 1,25$	$R_{Rd,t} =$	567,18 kN	>	$E_{Rd,t} = 222,28$ kN OK VERIFICATO
- SLU SISM [A1+M1+R3]					
	$\gamma_b = 1,35$				
	$\gamma_s = 1,15$	$R_{Rd,c} =$	825,99 kN	>	$E_{Rd,c} = 145,24$ kN OK VERIFICATO
	$\gamma_t = 1,25$	$R_{Rd,t} =$	567,18 kN	>	$E_{Rd,t} = 0,00$ kN OK VERIFICATO

NOME: <b>DIAFRAMMI L=18m</b>		VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE			
DATI GEOMETRICI		RESISTENZE DI CALCOLO			
D =	m	$R_{c,cal,med} = R_{t,cal,med} =$	802,66 kN		$\xi_3 = 1,65$
L =	8,90 m	$R_{c,cal,min} = R_{t,cal,min} =$	735,60 kN		$\xi_4 = 1,55$
$A_b =$	0,80 m <sup>2</sup>	$R_{b,cal,med} =$	133,20 kN		
$S_{lat} =$	2,00 m	$R_{b,cal,min} =$	1067,20 kN	$R_{c,k} = R_{t,k} =$	474,58 kN
$\eta =$	1,00	$W' =$	102,00 kN	$R_{b,k} =$	80,73 kN
RESISTENZE DI PROGETTO					
- SLU STR [A1+M1+R3]					
	$\gamma_b = 1,35$				
	$\gamma_s = 1,15$	$R_{Rd,c} =$	370,48 kN	>	$E_{Rd,c} = 280,09$ kN OK VERIFICATO
	$\gamma_t = 1,25$	$R_{Rd,t} =$	481,66 kN	>	$E_{Rd,t} = 0,00$ kN OK VERIFICATO
- SLU SISM [A1+M1+R3]					
	$\gamma_b = 1,35$				
	$\gamma_s = 1,15$	$R_{Rd,c} =$	370,48 kN	>	$E_{Rd,c} = 202,94$ kN OK VERIFICATO
	$\gamma_t = 1,25$	$R_{Rd,t} =$	481,66 kN	>	$E_{Rd,t} = 0,00$ kN OK VERIFICATO

#### 7.4.4 Tabelle di verifica



a della falda.

La verifica risulta superata se il valore di progetto dell'azione instabilizzante sia superiore alle azioni stabilizzanti e alle resistenze:

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

$G_{inst,d}$

$Q_{inst,d}$

$G_{stb,d}$

$R_d$

azione instabilizzante di progetto  
 azioni permanenti instabilizzanti di progetto  
 azioni variabili instabilizzanti di progetto  
 azioni stabilizzanti di progetto  
 resistenze di progetto

Per le verifiche di stabilità al sollevamento si adottano i coefficienti parziali sulle azioni indicati nella tabella seguente, combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

Con riferimento allo schema seguente, nel caso in oggetto si ha:

$$FS = G_{stb,d} / V_{inst,d} \geq 1$$

Fattore sicurezza al sollevamento

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} = 1.1 \cdot H_W \cdot \gamma_W$$

$$G_{stb,d} = 0.9 \cdot H_T \cdot \gamma_T + 0.9 \cdot H_{JG} \cdot \gamma_{JG}$$

$H_T$

Spessore del terreno imbarcato

$H_{JG}$

Spessore del tappo jet-grouting

$H_W$

Altezza sottospinta idraulica

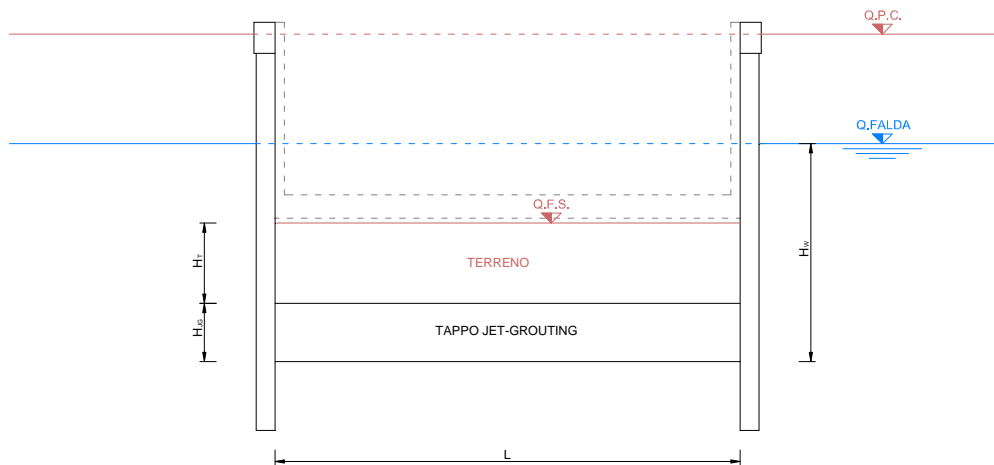
$\gamma_T$

Peso specifico terreno saturo

$\gamma_{JG}$

Peso specifico tappo jet-grouting

$R_d = 0$  (si trascura l'attrito tra le pareti)



Schema di calcolo per la verifica a galleggiamento in fase provvisoria

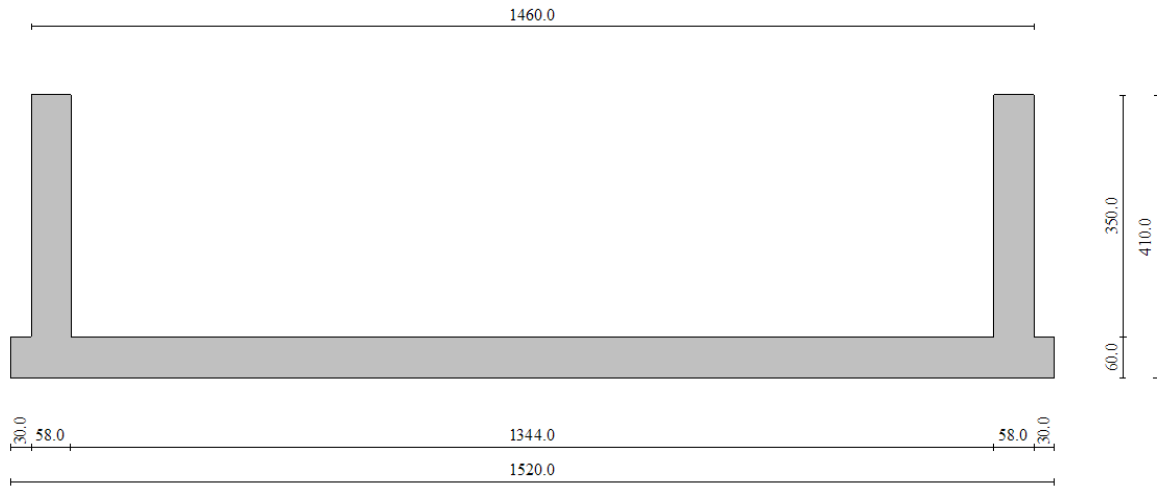


VERIFICA A GALLEGGIAMENTO (NTC2008)								
Concio	Sezione	$\gamma_T$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{JG}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_W$ (kN/m <sup>3</sup> )	$G_{stb,d}$ (kN)	$V_{inst,d}$ (kN)	FS > 1	
		18,50	22,00	10,00				
		$H_T$ (m)	$H_{JG}$ (m)	$H_w$ (m)				
1-2	442	2,00	2,50	7,00	82,80	77,00	1,075	OK VERIFICATO
	443	2,00	2,50	7,00	82,80	77,00	1,075	OK VERIFICATO
3	444	0,00	8,60	14,90	170,32	163,90	1,039	OK VERIFICATO
		0,00	3,50	5,60	69,30	61,60	1,125	OK VERIFICATO
	445	0,00	8,60	15,10	170,33	166,10	1,025	OK VERIFICATO
		0,00	3,50	5,90	69,30	64,90	1,068	OK VERIFICATO
4	446	1,50	2,50	6,40	74,48	70,40	1,058	OK VERIFICATO
5	447	1,50	2,50	6,40	74,48	70,40	1,058	OK VERIFICATO
	448	1,50	2,50	6,50	74,48	71,50	1,042	OK VERIFICATO

VERIFICA A GALLEGGIAMENTO (NTC2008)								
Concio	Sezione	$\gamma_T$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{JG}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_W$ (kN/m <sup>3</sup> )	$G_{stb,d}$ (kN)	$V_{inst,d}$ (kN)	FS > 1	
		18,50	22,00	10,00				
		$H_T$ (m)	$H_{JG}$ (m)	$H_w$ (m)				
1	454	2,00	2,50	7,30	82,80	80,30	1,031	OK VERIFICATO
2	455	2,00	2,50	7,30	82,80	80,30	1,031	OK VERIFICATO
3	456	2,00	2,50	7,30	82,80	80,30	1,031	OK VERIFICATO
	457	2,00	2,50	7,30	82,80	80,30	1,031	OK VERIFICATO
4	458	2,50	2,50	7,90	91,13	86,90	1,049	OK VERIFICATO
	459	2,50	2,50	7,90	91,13	86,90	1,049	OK VERIFICATO
	460	2,50	2,50	7,90	91,13	86,90	1,049	OK VERIFICATO
5	461	2,00	2,50	7,30	82,80	80,30	1,031	OK VERIFICATO
	462	2,00	2,50	7,10	82,80	78,10	1,060	OK VERIFICATO
6	463	0,00	9,08	15,10	179,87	166,10	1,083	OK VERIFICATO
		0,00	3,50	5,80	69,30	63,80	1,086	OK VERIFICATO
	464	0,00	9,16	15,20	181,39	167,20	1,085	OK VERIFICATO
		0,00	3,50	5,70	69,30	62,70	1,105	OK VERIFICATO

## 8 ANALISI MURI AD “U” TIPO 1

### 8.1 Schema di calcolo



Geometria di calcolo

#### Geometria scatolare

Altezza esterna	4.10	[m]
Larghezza esterna	14.60	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.30	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.30	[m]
Spessore piedritto sinistro	0.58	[m]
Spessore piedritto destro	0.58	[m]
Spessore fondazione	0.60	[m]

#### Caratteristiche strati terreno

##### Strato di rinfiango

Descrizione	Terreno di rinfiango	
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	21.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	0.00	[°]
Coesione	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Costante di Winkler	0.000	[N/mm <sup>2</sup> /cm]

##### Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	18.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	19.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	30.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	30.00	[°]
Coesione	0.000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Costante di Winkler	0.050	[N/mm <sup>2</sup> /cm]
Tensione limite	0.300	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### Falda

Quota falda (rispetto al piano di posa)	2.00	[m]
---	------	-----

## 8.2 Risultati delle analisi

### 8.2.1 Condizioni di carico

#### Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura  
 Carichi verticali positivi se diretti verso il basso  
 Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra  
 Coppie concentrate positive se antiorarie  
 Ascisse X (espresse in m) positive verso destra  
 Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto

Carichi concentrati espressi in kN  
 Coppie concentrate espressi in kNm  
 Carichi distribuiti espressi in kN/m

**Simbologia adottata e unità di misura**

*Forze concentrate*

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati  
 Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati  
 F<sub>y</sub> componente Y del carico concentrato  
 F<sub>x</sub> componente X del carico concentrato  
 M momento

*Forze distribuite*

X<sub>i</sub>, X<sub>f</sub> ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali  
 Y<sub>i</sub>, Y<sub>f</sub> ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali  
 V<sub>ni</sub> componente normale del carico distribuito nel punto iniziale  
 V<sub>nf</sub> componente normale del carico distribuito nel punto finale  
 V<sub>ti</sub> componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale  
 V<sub>tf</sub> componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale  
 D<sub>te</sub> variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi  
 D<sub>ti</sub> variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n°6 (Spinta falda)

Condizione di carico n° 7 (Riempimento)

Distr	Fondaz.	X <sub>i</sub> = 0.88	X <sub>f</sub> = 14.32	V <sub>ni</sub> = 24.00	V <sub>nf</sub> = 24.00	V <sub>ti</sub> = 0.00 V <sub>tf</sub> = 0.00
-------	---------	-----------------------	------------------------	-------------------------	-------------------------	---

Condizione di carico n° 8 (ACC-RILEVATO)

Distr	Pied_S	Y <sub>i</sub> = 0.00	Y <sub>f</sub> = 4.10	V <sub>ni</sub> = 8.52	V <sub>nf</sub> = 8.52	V <sub>ti</sub> = 0.00 V <sub>tf</sub> = 0.00
Distr	Pied_D	Y <sub>i</sub> = 0.00	Y <sub>f</sub> = 4.10	V <sub>ni</sub> = -8.52	V <sub>nf</sub> = -8.52	V <sub>ti</sub> = 0.00 V <sub>tf</sub> = 0.00

Condizione di carico n° 9 (MOBILI-1)

Distr	Fondaz.	X <sub>i</sub> = 3.10	X <sub>f</sub> = 6.10	V <sub>ni</sub> = 31.50	V <sub>nf</sub> = 31.50	V <sub>ti</sub> = 0.00 V <sub>tf</sub> = 0.00
Distr	Fondaz.	X <sub>i</sub> = 9.10	X <sub>f</sub> = 12.10	V <sub>ni</sub> = 17.00	V <sub>nf</sub> = 17.00	V <sub>ti</sub> = 0.00 V <sub>tf</sub> = 0.00
Distr	Fondaz.	X <sub>i</sub> = 6.10	X <sub>f</sub> = 9.10	V <sub>ni</sub> = 52.50	V <sub>nf</sub> = 52.50	V <sub>ti</sub> = 0.00 V <sub>tf</sub> = 0.00

Condizione di carico n° 10 (MOBILI-2)

Distr	Fondaz.	X <sub>i</sub> = 1.90	X <sub>f</sub> = 4.90	V <sub>ni</sub> = 52.50	V <sub>nf</sub> = 52.50	V <sub>ti</sub> = 0.00 V <sub>tf</sub> = 0.00
Distr	Fondaz.	X <sub>i</sub> = 4.90	X <sub>f</sub> = 7.90	V <sub>ni</sub> = 31.50	V <sub>nf</sub> = 31.50	V <sub>ti</sub> = 0.00 V <sub>tf</sub> = 0.00
Distr	Fondaz.	X <sub>i</sub> = 7.90	X <sub>f</sub> = 10.90	V <sub>ni</sub> = 17.00	V <sub>nf</sub> = 17.00	V <sub>ti</sub> = 0.00 V <sub>tf</sub> = 0.00

**8.2.2 Combinazioni di carico**

*Simbologia adottata*

γ Coefficiente di partecipazione della condizione  
 ψ Coefficiente di combinazione della condizione  
 C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Riempimento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	Effetto	γ	ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Riempimento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 3 SLU (Caso A1-M1)

	Effetto	γ	ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Riempimento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
ACC-RILEVATO	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
MOBILI-1	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 4 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Riempimento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
ACC-RILEVATO	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
MOBILI-1	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Riempimento	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
ACC-RILEVATO	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
MOBILI-2	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 6 SLU (Caso A2-M2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Riempimento	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
ACC-RILEVATO	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
MOBILI-2	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 7 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Riempimento	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Riempimento	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLE (Quasi Permanente)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Riempimento	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Riempimento	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC-RILEVATO	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75
MOBILI-1	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 11 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	<b>γ</b>	<b>Ψ</b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Riempimento	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC-RILEVATO	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75
MOBILI-2	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 12 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	<b>γ</b>	<b>Ψ</b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Riempimento	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC-RILEVATO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
MOBILI-1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	<b>γ</b>	<b>Ψ</b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Riempimento	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC-RILEVATO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
MOBILI-2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

**8.2.3 Sollecitazioni nodali**

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.00	0.00	0.00	0.87	2.64	-28.10	-0.05
0.49	-0.27	3.84	-5.94	14.07	-27.43	-0.05
1.07	-184.46	-57.13	-51.06	-10.45	70.27	139.89
1.53	-179.41	-38.40	-45.10	6.95	70.27	139.89
2.08	-185.72	-18.90	-38.84	17.77	70.27	139.89
2.64	-190.35	-2.43	-34.84	7.16	70.27	139.89
3.10	-189.51	9.24	-31.49	18.93	70.27	139.89
3.67	-182.85	21.82	-27.48	17.26	70.27	139.89
4.24	-170.07	34.20	-23.99	17.20	70.27	139.89
4.71	-155.71	42.59	-33.15	18.20	70.27	139.89
5.20	-163.28	49.59	-34.26	20.28	70.27	139.89
5.80	-174.03	56.12	-30.02	23.50	70.27	139.89
6.29	-183.82	59.91	-27.54	21.09	70.27	139.89
6.85	-190.21	62.73	-25.37	9.11	70.27	139.89
7.32	-190.41	63.89	-24.45	0.29	70.27	139.89
7.83	-185.38	63.96	-25.12	2.38	70.27	139.89
8.36	-173.97	62.69	-23.62	5.28	70.27	139.89
8.92	-155.35	59.89	-36.60	8.10	70.27	139.89
9.48	-132.25	55.38	-32.54	11.26	70.27	139.89
9.95	-117.55	50.19	-22.69	14.13	70.27	139.89
10.52	-106.89	42.08	-12.17	17.96	70.27	139.89
10.99	-102.27	33.63	-4.72	21.46	70.27	139.89
11.55	-100.26	23.12	1.77	26.09	70.27	139.89
12.10	-101.09	12.77	6.01	37.45	70.27	139.89
12.58	-105.71	1.70	17.52	46.58	70.27	139.89
13.07	-118.44	-11.44	27.52	54.32	70.27	139.89
13.64	-141.35	-30.17	36.69	61.67	70.27	139.89
14.13	-165.80	-48.44	41.62	66.02	70.27	139.89
14.71	2.53	5.15	3.53	11.20	-0.09	27.31
15.20	0.00	0.00	-1.66	-0.78	-0.09	27.99

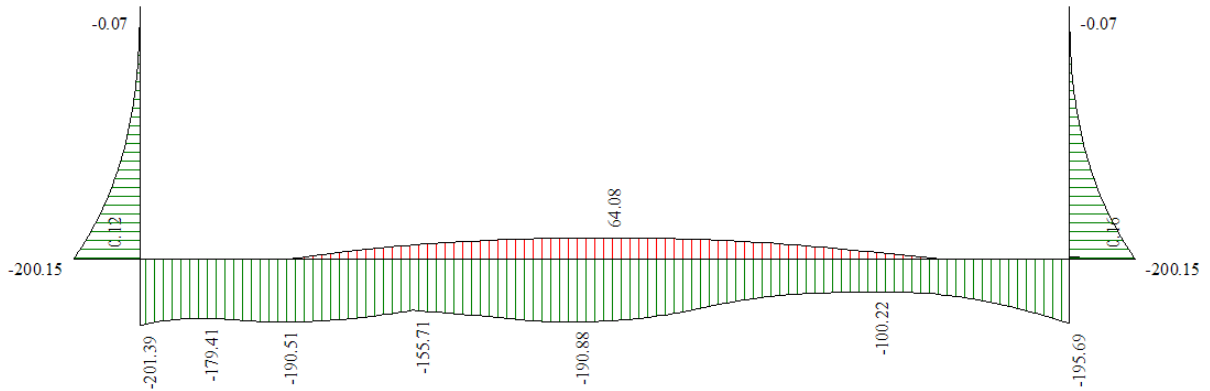
Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.30	-200.15	-82.99	70.32	139.98	52.60	71.63
0.90	-127.77	-47.95	47.33	102.42	44.29	60.32
1.60	-68.92	-22.29	27.14	67.23	34.60	47.13

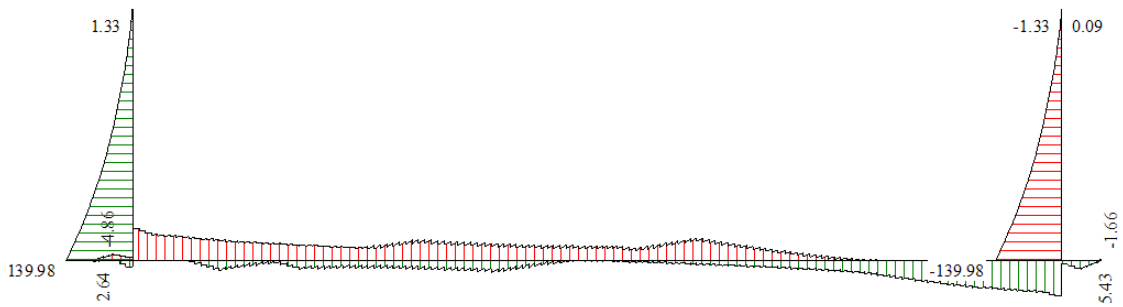
2.20	-35.76	-9.76	15.39	44.29	26.30	35.82
2.80	-14.87	-3.13	7.21	25.98	17.99	24.50
3.50	-2.71	-0.31	1.54	9.66	8.30	11.31
4.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**Inviluppo sollecitazioni piedritto destro**

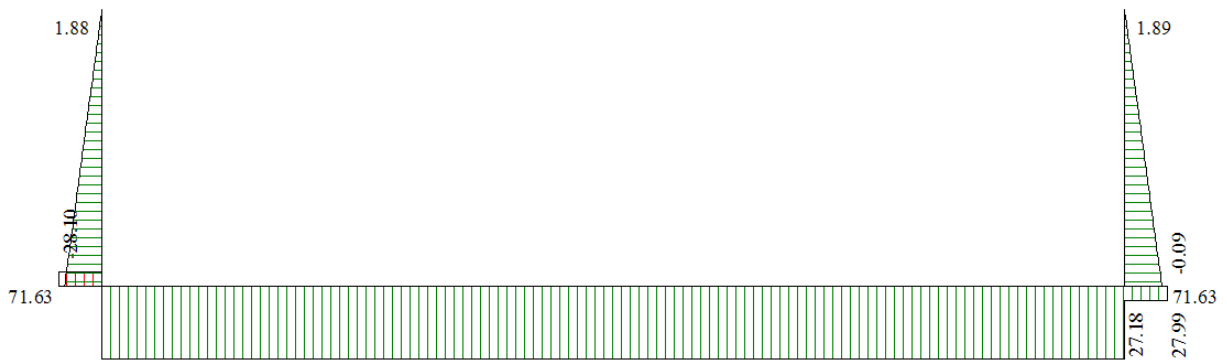
Y [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.30	-200.15	-73.47	-139.98	-65.31	52.60	71.63
0.90	-127.77	-41.20	-102.42	-43.11	44.29	60.32
1.60	-68.92	-18.18	-67.23	-23.84	34.60	47.12
2.20	-35.76	-7.38	-44.29	-12.89	26.30	35.82
2.80	-14.87	-2.02	-25.98	-5.49	17.99	24.50
3.50	-2.71	-0.07	-9.66	-0.74	8.30	11.31
4.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



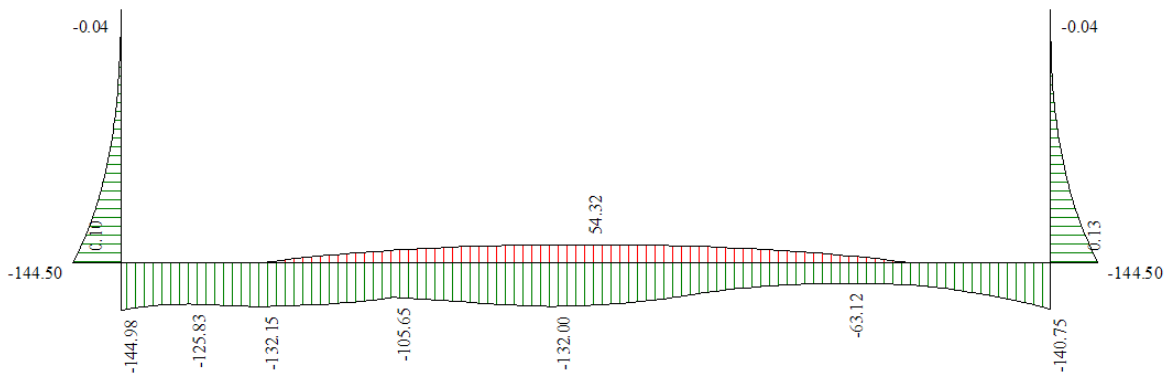
Inviluppo momento S.L.U.



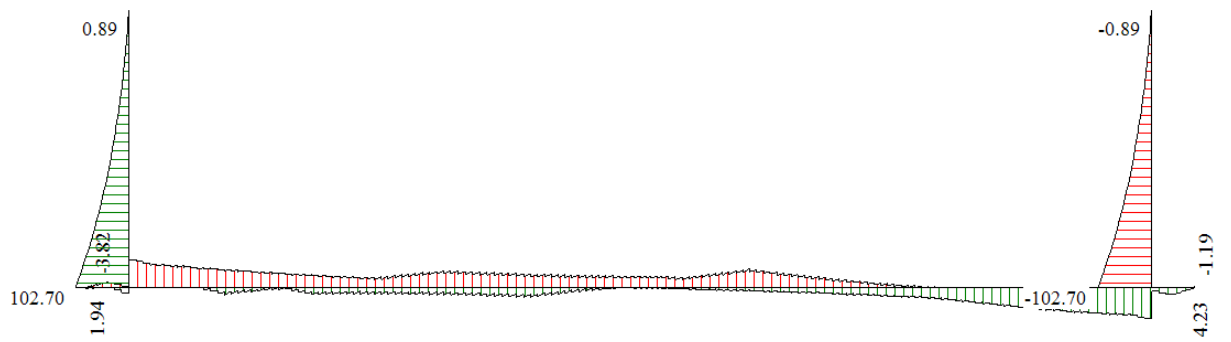
Inviluppo taglio S.L.U.



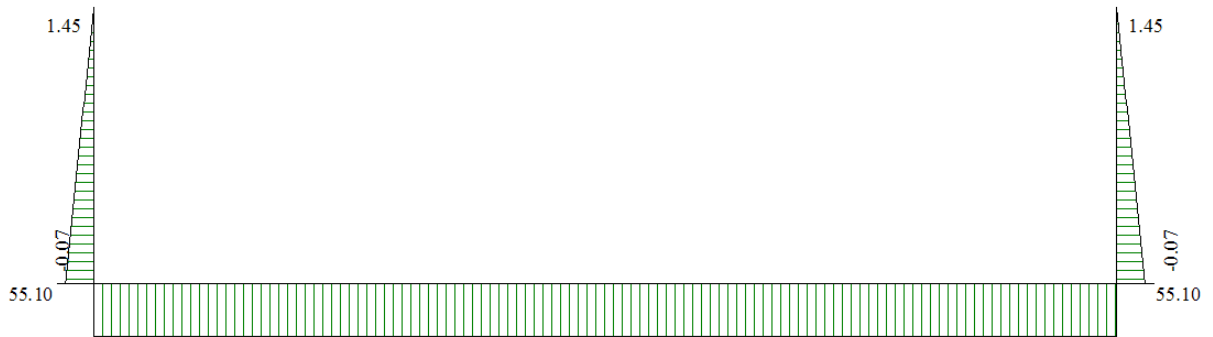
Inviluppo azione assiale S.L.U.



Inviluppo momento S.L.E.



Inviluppo taglio S.L.E.



Inviluppo azione assiale S.L.E.

### 8.3 Verifiche strutturali

#### 8.3.1 Riepilogo armature

Armatura principale	Descrizione	Interno	Esterno
	Fondazione	φ16/20	φ20/20
	Ritti	φ14/20	φ20/20
Armatura a taglio	Descrizione	Tipo	Distanza da filo interno ritti
	Fondazione	-	-
	Ritti – Fond.	-	-
Ripartitori	Descrizione	Interno	Esterno
	Fondazione	φ12/20	φ12/20
	Ritti	φ12/20	φ12/20

#### 8.3.2 Verifiche pressoflessione e taglio SLU

##### Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 60.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.00	15.71	10.05	22.08
0.49	15.71	10.05	14.89
1.07	15.71	10.05	1.96
1.53	15.71	10.05	2.12
2.08	15.71	10.05	1.95
2.64	15.71	10.05	1.96
3.10	15.71	10.05	1.99
3.67	15.71	10.05	2.01
4.24	15.71	10.05	2.11
4.71	15.71	10.05	2.28
5.20	15.71	10.05	2.24
5.80	15.71	10.05	2.06
6.29	15.71	10.05	1.95
6.85	15.71	10.05	1.94
7.32	15.71	10.05	1.99
7.83	15.71	10.05	1.98
8.36	15.71	10.05	2.06
8.92	15.71	10.05	2.24
9.48	15.71	10.05	2.73
9.95	15.71	10.05	3.24
10.52	15.71	10.05	3.80
10.99	15.71	10.05	4.18
11.55	15.71	10.05	4.36
12.10	15.71	10.05	4.19
12.58	15.71	10.05	3.69
13.07	15.71	10.05	3.06
13.64	15.71	10.05	2.38
14.13	15.71	10.05	1.96
14.71	15.71	10.05	33.98
15.20	15.71	10.05	72.46

##### Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 58.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.30	7.70	15.71	1.64
0.90	7.70	15.71	1.87
1.60	7.70	15.71	3.37
2.20	7.70	15.71	6.24
2.80	7.70	15.71	14.04
3.50	7.70	15.71	64.42
4.10	7.70	15.71	1000.00

##### Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)



Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 58.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.30	7.70	22.62	2.32
0.90	7.70	22.62	2.63
1.60	7.70	22.62	4.75
2.20	7.70	22.62	8.77
2.80	7.70	22.62	19.63
3.50	7.70	22.62	88.55
4.10	7.70	22.62	1000.00

### 8.3.3 Verifiche pressoflessione SLE

#### Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 60.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.00	15.71	10.05	0.003	0.017	0.227
0.49	15.71	10.05	0.095	0.605	5.911
1.07	15.71	10.05	3.685	137.726	33.831
1.53	15.71	10.05	3.546	131.320	32.693
2.08	15.71	10.05	3.645	135.889	33.505
2.64	15.71	10.05	3.719	139.317	34.113
3.10	15.71	10.05	3.691	138.002	33.880
3.67	15.71	10.05	3.546	131.312	32.691
4.24	15.71	10.05	3.280	119.045	30.504
4.71	15.71	10.05	2.983	105.427	41.730
5.20	15.71	10.05	3.141	112.649	52.316
5.80	15.71	10.05	3.365	122.957	62.209
6.29	15.71	10.05	3.568	132.337	67.952
6.85	15.71	10.05	3.701	138.486	72.229
7.32	15.71	10.05	3.706	138.713	73.982
7.83	15.71	10.05	3.603	133.942	74.084
8.36	15.71	10.05	3.367	123.078	72.166
8.92	15.71	10.05	2.982	105.348	67.924
9.48	15.71	10.05	2.501	83.402	61.091
9.95	15.71	10.05	2.192	69.476	53.216
10.52	15.71	10.05	1.944	58.389	40.965
10.99	15.71	10.05	1.829	53.315	28.380
11.55	15.71	10.05	1.786	51.418	18.101
12.10	15.71	10.05	1.825	53.127	18.430
12.58	15.71	10.05	1.966	59.380	19.619
13.07	15.71	10.05	2.251	72.139	22.003
13.64	15.71	10.05	2.759	95.181	26.215
14.13	15.71	10.05	3.301	119.995	30.674
14.71	15.71	10.05	0.132	0.845	8.265
15.20	15.71	10.05	0.004	0.022	0.290

#### Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 58.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.30	7.70	15.71	4.345	37.247	176.835
0.90	7.70	15.71	2.764	24.136	108.629
1.60	7.70	15.71	1.485	13.396	54.645
2.20	7.70	15.71	0.767	7.239	25.502
2.80	7.70	15.71	0.316	3.218	8.399
3.50	7.70	15.71	0.053	0.649	0.428
4.10	7.70	15.71	0.000	0.000	0.000

#### Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 58.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.30	7.70	22.62	3.805	36.065	125.008
0.90	7.70	22.62	2.425	23.300	76.904
1.60	7.70	22.62	1.307	12.870	38.804
2.20	7.70	22.62	0.680	6.916	18.208

Opere di sostegno sez.115-474 – Relazione di predimensionamento

---

2.80	7.70	22.62	0.283	3.056	6.090
3.50	7.70	22.62	0.051	0.633	0.355
4.10	7.70	22.62	0.000	0.000	0.000

## 8.4 Verifica geotecnica fondazione

Per il dimensionamento delle fondazioni superficiali si eseguono sia verifiche agli stati limite ultimi (SLU) sia agli stati limite di esercizio (SLE). In particolare nelle verifiche allo stato limite ultimo statiche e sismiche (SLU) verrà analizzata la capacità portante della fondazione diretta, accertando che sia sempre rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

$E_d$  valore di progetto dell'azione

$R_d$  valore di progetto della resistenza.

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  viene valutato dai parametri caratteristici del terreno, diviso il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  e tenendo conto del coefficiente parziali  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche sono effettuate tenendo conto dei coefficienti parziali per le azioni e per i parametri geotecnici, considerando uno dei due approcci (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2) per lo stato limite ultimo in condizioni statiche (SLU) e (A2+M1+R3) per lo stato limite ultimo in condizioni sismiche (SLV).

Nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLE) verranno valutati gli spostamenti per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali delle strutture in elevazione. Le verifiche verranno condotte con riferimento ai parametri caratteristici ed i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Coefficienti di sicurezza per le verifiche geotecniche

### 8.4.1 Verifica di capacità portante allo Stato Limite Ultimo

La valutazione delle  $q_{lim}$  è condotta in accordo alla soluzione di Vesic (1973). Le formule utilizzate si riferiscono alla fondazione efficace equivalente ovvero quella fondazione rispetto alla quale il carico verticale  $N$  risulta centrato. La fondazione equivalente è caratterizzata dalle dimensioni  $B'$  e  $L'$ , valutate con le formule:

$$B' = B - 2 \cdot e_B = B - 2 \cdot \frac{M_B}{N} \qquad L' = L - 2 \cdot e_L = L - 2 \cdot \frac{M_L}{N}$$

La valutazione della capacità portante è svolta indipendentemente per le due direzioni; il valore di riferimento adottato come limite risulta

$$q_{lim} = \min(q_{lim,B'}; q_{lim,L'})$$

La valutazione della capacità portante limite di fondazioni superficiali in condizioni drenate avviene attraverso le seguenti relazioni:

$$q_{lim,B'} = q_{lim\gamma B'} + q_{limqB'} + q_{limcB'}$$

$$q_{lim,L'} = q_{lim\gamma L'} + q_{limqL'} + q_{limcL'}$$

$$q_{lim\gamma B'} = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_{cB} \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_{\gamma B'} \cdot d_{\gamma B'} \cdot i_{\gamma B'} \cdot g_{\gamma B'} \cdot b_{\gamma B'}$$

$$q_{lim\gamma L'} = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_{cL} \cdot L' \cdot N_\gamma \cdot s_{\gamma L'} \cdot d_{\gamma L'} \cdot i_{\gamma L'} \cdot g_{\gamma L'} \cdot b_{\gamma L'}$$

$$q_{limqB'} = q \cdot N_q \cdot s_{qB'} \cdot d_{qB'} \cdot i_{qB'} \cdot g_{qB'} \cdot b_{qB'}$$

$$q_{limqL'} = q \cdot N_q \cdot s_{qL'} \cdot d_{qL'} \cdot i_{qL'} \cdot g_{qL'} \cdot b_{qL'}$$

$$q_{limcB'} = c' \cdot N_c \cdot s_{cB'} \cdot d_{cB'} \cdot i_{cB'} \cdot g_{cB'} \cdot b_{cB'}$$

$$q_{limcL'} = c' \cdot N_c \cdot s_{cL'} \cdot d_{cL'} \cdot i_{cL'} \cdot g_{cL'} \cdot b_{cL'}$$

$N_\gamma, N_c, N_q$  fattori di capacità portante

$\phi'$  angolo di attrito

$c'$  coesione efficace

$q'$  pressione efficace alla quota di imposta della fondazione

$B'$  dimensione efficace minore della fondazione

$L'$	dimensione efficace maggiore della fondazione
$N$	carico agente in direzione normale alla base della fondazione
$e_B = M_B / N$	componente dell'eccentricità della risultante dei carichi nelle direzioni parallela a B
$e_L = M_L / N$	componente dell'eccentricità della risultante dei carichi nelle direzioni parallela a L
$H_B$	carico agente in direzione parallela al lato minore della fondazione
$H_L$	carico agente in direzione parallela al lato maggiore della fondazione
$\beta_f$	angolo d'inclinazione del piano di imposta della fondazione nella direzione di B
$\beta_p$	angolo di inclinazione della scarpata del rilevato nella direzione di B
$Z_w$	distanza tra la quota della falda e la quota imposta della fondazione
$\gamma'$	peso di volume sommerso del terreno sotto falda
$\gamma$	peso di volume naturale del terreno sopra falda

$$\gamma'_{cB} = \gamma' + \frac{Z_w}{B'} (\gamma - \gamma') \geq \gamma' \quad \gamma'_{cL} = \gamma' + \frac{Z_w}{L'} (\gamma - \gamma') \geq \gamma' \quad \text{peso di volume del terreno}$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi' \quad \text{coefficiente di capacità portante}$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi'} \cdot \tan^2(45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi'$$

$$i_{\gamma B'} = \left[ 1 - \frac{H_B}{N + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \cot \phi'} \right]^{m_{B'+1}}, \quad m_{B'} = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'}$$

$$i_{\gamma L'} = \left[ 1 - \frac{H_L}{N + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \cot \phi'} \right]^{m_{L'+1}}, \quad m_{L'} = \frac{2 + L'/B'}{1 + L'/B'}$$

$$i_{qB'} = \left[ 1 - \frac{H_B}{N + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \cot \phi'} \right]^{m_{B'}}, \quad m_{B'} = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'}$$

$$i_{qL'} = \left[ 1 - \frac{H_L}{N + B' \cdot L' \cdot c_a \cdot \cot \phi'} \right]^{m_{L'}}, \quad m_{L'} = \frac{2 + L'/B'}{1 + L'/B'}$$

$$i_{cB'} = i_{qB'} - \frac{1 - i_{qB'}}{N_q - 1}, \quad i_{cL'} = i_{qL'} - \frac{1 - i_{qL'}}{N_q - 1}$$

$$s_{\gamma B'} = 1 - 0.4 \cdot \frac{B'}{L'}, \quad s_{\gamma L'} = 1 - 0.4 \cdot \frac{L'}{B'} \quad \text{coefficienti di forma}$$

$$s_{qB'} = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi', \quad s_{qL'} = 1 + \frac{L'}{B'} \cdot \tan \phi'$$

$$s_{cB'} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}, \quad s_{cL'} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{L'}{B'}$$

$$d_{\gamma B'} = 1, \quad d_{\gamma L'} = 1 \quad \text{coefficiente di affondamento}$$

$$d_{qB'} = \begin{cases} 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \frac{D}{B'} \Rightarrow \text{se } \frac{D}{B'} \leq 1 \\ 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B'} \Rightarrow \text{se } \frac{D}{B'} > 1 \end{cases}$$

$$d_{qL'} = \begin{cases} 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \frac{D}{L'} \Rightarrow \text{se } \frac{D}{L'} \leq 1 \\ 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{L'} \Rightarrow \text{se } \frac{D}{L'} > 1 \end{cases}$$

$$d_{cB'} = \begin{cases} 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B'} \Rightarrow \text{se } \frac{D}{B'} \leq 1 \\ 1 + 0.4 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B'} \Rightarrow \text{se } \frac{D}{B'} > 1 \end{cases}$$

$$d_{cl'} = \begin{cases} 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{L'} \Rightarrow \text{se } \frac{D}{L'} \leq 1 \\ 1 + 0.4 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{L'} \Rightarrow \text{se } \frac{D}{L'} > 1 \end{cases}$$

$$g_{\gamma B'} = g_{qB'} = (1 - \tan \beta_p)^2, \quad g_{\gamma L'} = g_{qL'} = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \text{coefficiente di inclinazione piano campagna}$$

$$g_{cB'} = 1 - \frac{\beta_p^\circ}{147^\circ}, \quad g_{cL'} = 1 - \frac{\beta_p^\circ}{147^\circ}$$

$$b_{\gamma B'} = b_{qB'} = (1 - \beta_f \cdot \tan \phi')^2, \quad b_{\gamma L'} = b_{qL'} = (1 - \beta_f \cdot \tan \phi')^2 \quad \text{coefficiente di inclinazione base fondazione}$$

$$b_{cB'} = b_{qB'} - (1 - b_{qB'}) / (N_c \cdot \tan \phi'), \quad b_{cL'} = b_{qL'} - (1 - b_{qL'}) / (N_c \cdot \tan \phi')$$

La verifica di capacità portante risulta superata se:

$$E_d \leq R_d$$

$$E_d = q \cdot \gamma_M \quad \text{azioni sollecitanti sulla fondazione}$$

$$R_d = q_{lim} / \gamma_R \quad \text{azione resistente operata dalla fondazione}$$

$$q = \frac{N}{L' \cdot B'} \quad \text{pressione verticale massima agente sulla fondazione}$$

$$q_{lim} \quad \text{pressione verticale massima di calcolo della fondazione}$$

#### 8.4.2 Verifica dei cedimenti allo Stato Limite di Esercizio

Dati i limitati carichi in gioco e le ottime caratteristiche del terreno di base, si effettua una valutazione indiretta dei cedimenti attesi controllando che le massime pressioni in condizioni di esercizio non eccedano il valore standard di 2 kg/cm<sup>2</sup>.

#### Inviluppo pressioni terreno

##### Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	$\sigma_{tmin}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{tmax}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
0.00	0.023	0.070
0.49	0.024	0.073
1.07	0.025	0.076
1.53	0.026	0.078
2.08	0.026	0.080
2.64	0.026	0.081
3.10	0.026	0.082
3.67	0.025	0.082
4.24	0.025	0.082
4.71	0.025	0.081
5.20	0.024	0.080
5.80	0.024	0.079
6.29	0.023	0.079
6.85	0.023	0.080
7.32	0.023	0.080
7.83	0.023	0.079
8.36	0.023	0.078
8.92	0.023	0.077
9.48	0.024	0.075
9.95	0.024	0.073
10.52	0.025	0.070
10.99	0.025	0.068
11.55	0.026	0.065
12.10	0.027	0.062
12.58	0.027	0.058
13.07	0.028	0.055
13.64	0.029	0.051
14.13	0.027	0.047
14.71	0.024	0.044
15.20	0.021	0.044

## Verifiche geotecniche

### Simbologia adottata

<i>IC</i>	Indice della combinazione
<i>N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub>, N<sub>γ</sub></i>	Fattori di capacità portante
<i>N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub>, N<sub>γ</sub></i>	Fattori di capacità portante corretti per effetto forma, inclinazione del carico, affondamento, etc.
<i>q<sub>u</sub></i>	Portanza ultima del terreno, espressa in [MPa]
<i>Q<sub>U</sub></i>	Portanza ultima del terreno, espressa in [kN]/m
<i>Q<sub>Y</sub></i>	Carico verticale al piano di posa, espressa in [kN]/m
<i>FS</i>	Fattore di sicurezza a carico limite

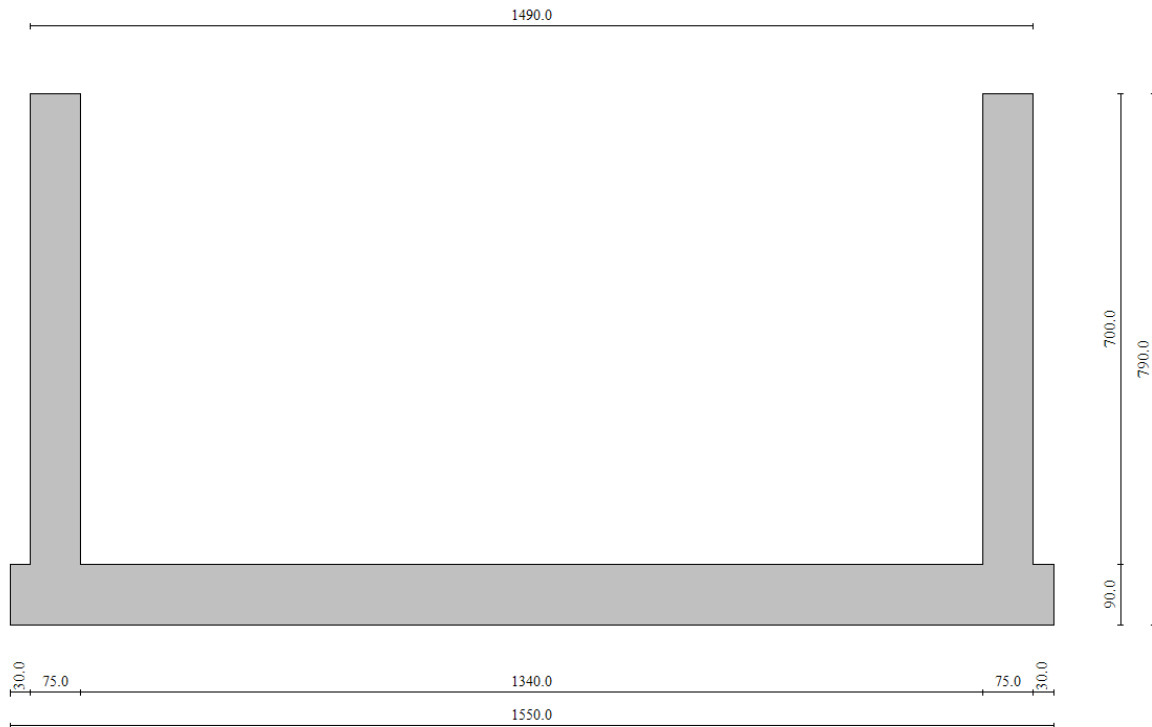
<b>IC</b>	<b>N<sub>c</sub></b>	<b>N<sub>q</sub></b>	<b>N<sub>γ</sub></b>	<b>N'<sub>c</sub></b>	<b>N'<sub>q</sub></b>	<b>N'<sub>γ</sub></b>	<b>q<sub>u</sub></b>	<b>Q<sub>U</sub></b>	<b>Q<sub>Y</sub></b>	<b>FS</b>
1	30.14	18.40	15.07	33.39	19.83	15.07	2.330	35415.06	591.63	59.86
2	20.42	10.43	6.53	22.62	11.31	6.53	1.185	18004.89	502.24	35.85
3	30.14	18.40	15.07	33.39	19.83	15.07	2.276	34594.66	1000.68	34.57
4	20.42	10.43	6.53	22.62	11.31	6.53	1.157	17586.95	850.69	20.67
5	30.14	18.40	15.07	33.39	19.83	15.07	2.047	31120.70	1000.68	31.10
6	20.42	10.43	6.53	22.62	11.31	6.53	1.041	15817.19	850.69	18.59
7	30.14	18.40	15.07	22.40	13.66	8.87	1.457	22139.83	390.11	56.75
8	20.42	10.43	6.53	14.83	7.79	3.84	0.748	11372.48	390.11	29.15

## 8.5 Verifiche idrauliche

Vedi allegati di calcolo.

## 9 ANALISI MURI AD “U” TIPO 2

### 9.1 Schema di calcolo



Geometria di calcolo

#### Geometria scatolare

Altezza esterna	7.90	[m]
Larghezza esterna	14.90	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.30	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.30	[m]
Spessore piedritto sinistro	0.75	[m]
Spessore piedritto destro	0.75	[m]
Spessore fondazione	0.90	[m]

#### Caratteristiche strati terreno

Vedi capitolo precedente

#### Falda

Quota falda (rispetto al piano di posa)	2.70	[m]
---	------	-----

## 9.2 Risultati delle analisi

### 9.2.1 Condizioni di carico

#### Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Carichi verticali positivi se diretti verso il basso

Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie

Ascisse X (espresse in m) positive verso destra

Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto

Carichi concentrati espressi in kN

Coppie concentrate espressi in kNm

Carichi distribuiti espressi in kN/m

#### Simbologia adottata e unità di misura

##### Forze concentrate

X	ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
Y	ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
F <sub>y</sub>	componente Y del carico concentrato
F <sub>x</sub>	componente X del carico concentrato

M	momento
<i>Forze distribuite</i>	
$X_i, X_f$	ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
$Y_i, Y_f$	ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
$V_{ni}$	componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
$V_{nf}$	componente normale del carico distribuito nel punto finale
$V_{di}$	componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
$V_{df}$	componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
$D_{ie}$	variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
$D_{ii}$	variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n°6 (Spinta falda)

Condizione di carico n° 7 (Riempimento)

Distr	Fondaz.	$X_i= 1.05$	$X_f= 14.45$	$V_{ni}= 24.00$	$V_{nf}= 24.00$	$V_{di}= 0.00$	$V_{df}= 0.00$
-------	---------	-------------	--------------	-----------------	-----------------	----------------	----------------

Condizione di carico n° 8 (ACC-RILEVATO)

Distr	Pied_S	$Y_i= 0.00$	$Y_f= 7.90$	$V_{ni}= 8.52$	$V_{nf}= 8.52$	$V_{di}= 0.00$	$V_{df}= 0.00$
Distr	Pied_D	$Y_i= 0.00$	$Y_f= 7.90$	$V_{ni}= -8.52$	$V_{nf}= -8.52$	$V_{di}= 0.00$	$V_{df}= 0.00$

Condizione di carico n° 9 (MOBILI-1)

Distr	Fondaz.	$X_i= 3.25$	$X_f= 6.25$	$V_{ni}= 30.00$	$V_{nf}= 30.00$	$V_{di}= 0.00$	$V_{df}= 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i= 9.25$	$X_f= 12.25$	$V_{ni}= 16.00$	$V_{nf}= 16.00$	$V_{di}= 0.00$	$V_{df}= 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i= 6.25$	$X_f= 9.25$	$V_{ni}= 50.00$	$V_{nf}= 50.00$	$V_{di}= 0.00$	$V_{df}= 0.00$

Condizione di carico n° 10 (MOBILI-2)

Distr	Fondaz.	$X_i= 1.90$	$X_f= 4.90$	$V_{ni}= 50.00$	$V_{nf}= 50.00$	$V_{di}= 0.00$	$V_{df}= 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i= 4.90$	$X_f= 7.90$	$V_{ni}= 30.00$	$V_{nf}= 30.00$	$V_{di}= 0.00$	$V_{df}= 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i= 7.90$	$X_f= 10.90$	$V_{ni}= 16.00$	$V_{nf}= 16.00$	$V_{di}= 0.00$	$V_{df}= 0.00$

**9.2.2 Combinazioni di carico**

Vedi capitolo precedente

**9.2.3 Sollecitazioni nodali**

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.00	0.00	0.00	0.07	2.71	-79.49	-0.16
0.58	7.97	16.78	-35.98	-3.36	-78.30	-0.16
1.05	-1060.51	-529.14	-178.82	-111.05	251.84	422.54
1.62	-984.13	-451.12	-166.77	-87.42	251.84	422.54
2.09	-932.69	-389.96	-159.36	-76.66	251.84	422.54
2.67	-871.23	-321.45	-154.22	-79.59	251.84	422.54
3.25	-808.31	-259.69	-146.66	-55.96	251.84	422.54
3.74	-755.03	-213.29	-138.73	-50.49	251.84	422.54
4.32	-695.82	-164.32	-127.61	-41.90	251.84	422.54
4.80	-670.33	-129.22	-117.21	-33.81	251.84	422.54
5.38	-646.75	-94.21	-103.70	-23.30	251.84	422.54
5.86	-633.30	-70.84	-91.69	-13.77	251.84	422.54
6.44	-624.62	-49.91	-76.75	-5.64	251.84	422.54
6.91	-619.09	-38.36	-64.02	-5.78	251.84	422.54
7.47	-612.55	-31.13	-48.32	-4.42	251.84	422.54
8.00	-606.53	-30.92	-33.91	10.14	251.84	422.54
8.58	-599.94	-38.01	-18.52	27.12	251.84	422.54
9.06	-594.87	-49.75	-7.49	41.25	251.84	422.54
9.64	-591.09	-70.94	6.57	58.21	251.84	422.54
10.12	-597.10	-94.52	22.56	72.27	251.84	422.54
10.71	-617.74	-129.81	39.04	88.98	251.84	422.54
11.19	-644.52	-164.86	52.00	102.64	251.84	422.54
11.77	-687.10	-213.58	67.33	121.61	251.84	422.54
12.25	-730.46	-256.37	78.05	140.51	251.84	422.54
12.82	-793.70	-305.22	94.50	160.23	251.84	422.54
13.40	-871.27	-362.32	108.56	176.55	251.84	422.54
13.88	-945.50	-415.97	119.73	187.26	251.84	422.54
14.45	-1044.29	-487.22	132.29	196.22	251.84	422.54



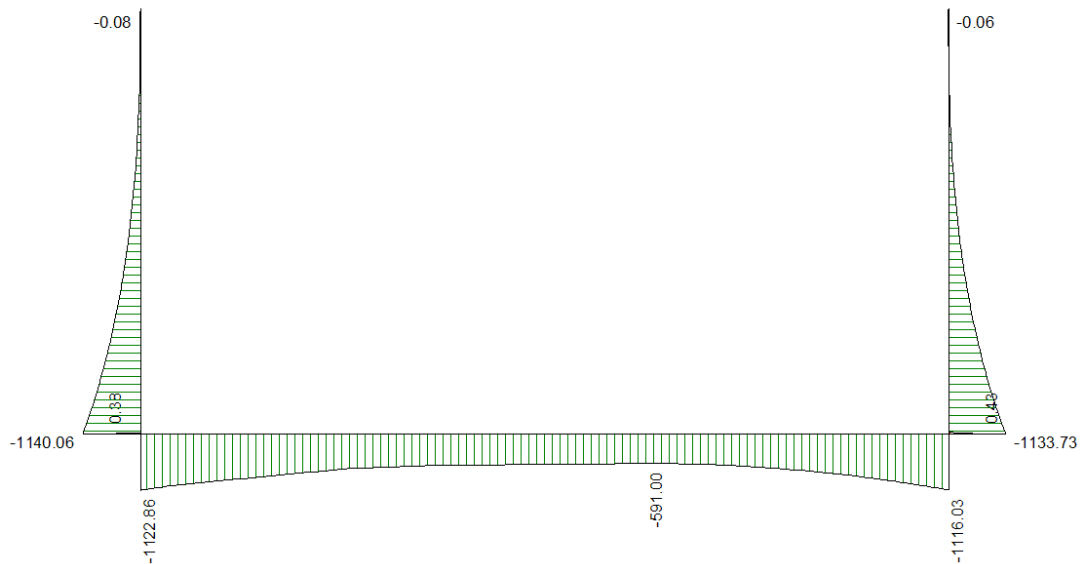
14.92	11.24	17.83	19.68	35.41	-0.27	77.89
15.50	0.00	0.00	-1.69	-0.65	-0.27	79.08

**Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro**

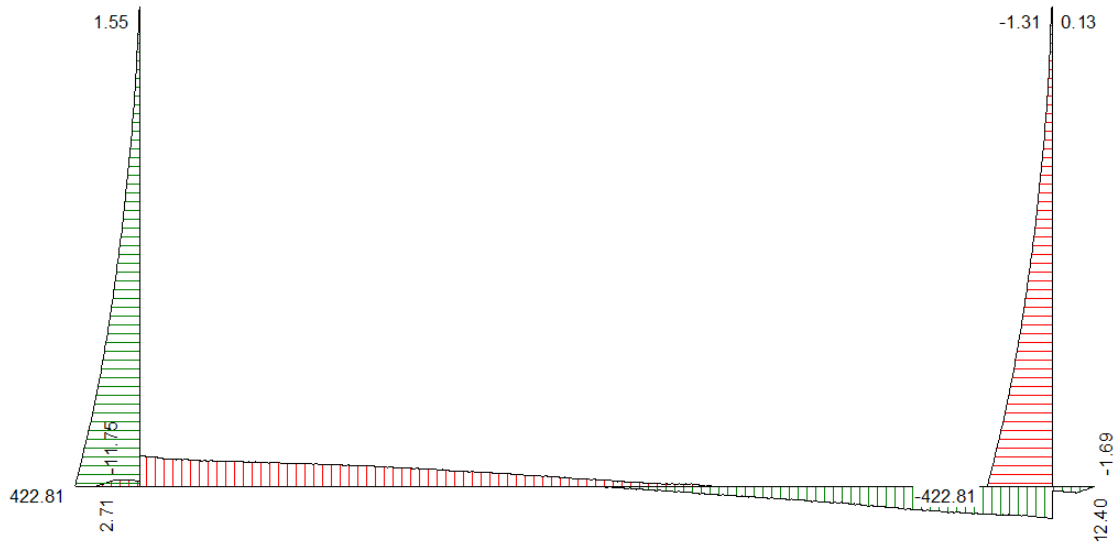
Y [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.45	-1140.06	-599.28	252.00	422.81	133.34	181.59
0.94	-950.56	-484.74	215.93	369.66	124.57	169.65
1.53	-753.37	-369.35	177.28	311.89	114.04	155.31
2.02	-612.10	-289.55	148.92	268.76	105.27	143.36
2.61	-467.48	-210.85	119.51	224.40	94.74	129.03
3.10	-365.65	-157.53	98.38	191.56	85.97	117.08
3.68	-263.77	-106.46	75.76	155.42	75.44	102.74
4.17	-194.41	-73.48	59.16	128.01	66.67	90.80
4.67	-137.88	-48.13	44.61	103.06	57.90	78.85
5.25	-85.29	-26.37	29.87	76.37	47.37	64.51
5.74	-52.74	-14.27	19.83	56.82	38.60	52.57
6.33	-25.44	-5.50	10.49	36.61	28.07	38.23
6.82	-11.06	-1.79	4.96	22.47	19.30	26.28
7.41	-2.05	-0.17	1.02	8.74	8.77	11.95
7.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**Inviluppo sollecitazioni piedritto destro**

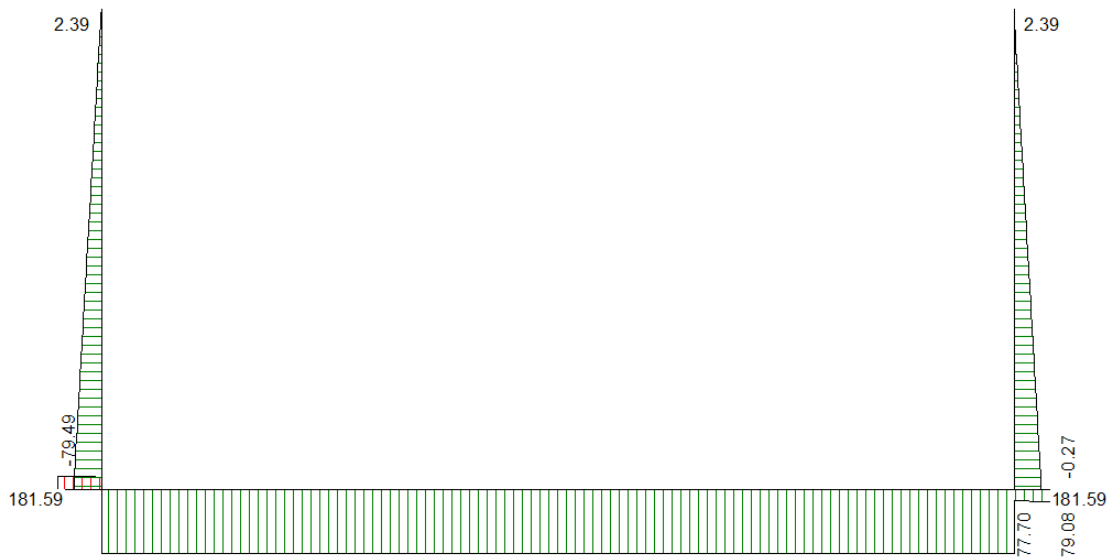
Y [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.45	-1133.73	-552.00	-422.81	-239.30	133.34	181.59
0.94	-939.70	-443.48	-369.66	-204.07	124.57	169.65
1.53	-739.58	-334.76	-311.89	-166.42	114.04	155.31
2.02	-597.46	-260.08	-268.76	-138.90	105.27	143.36
2.61	-453.15	-186.98	-223.02	-110.49	94.74	129.03
3.10	-352.22	-137.88	-189.28	-90.20	85.97	117.08
3.68	-251.94	-91.33	-152.36	-68.58	75.44	102.74
4.17	-184.19	-61.66	-124.51	-52.81	66.67	90.80
4.67	-129.44	-39.22	-99.34	-39.10	57.90	78.85
5.25	-79.04	-20.40	-72.65	-25.36	47.37	64.51
5.74	-48.27	-10.31	-53.34	-16.16	38.60	52.57
6.33	-22.86	-3.40	-33.68	-7.82	28.07	38.23
6.82	-9.76	-0.80	-20.23	-3.12	19.30	26.28
7.41	-1.76	0.03	-7.60	-0.19	8.77	11.95
7.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



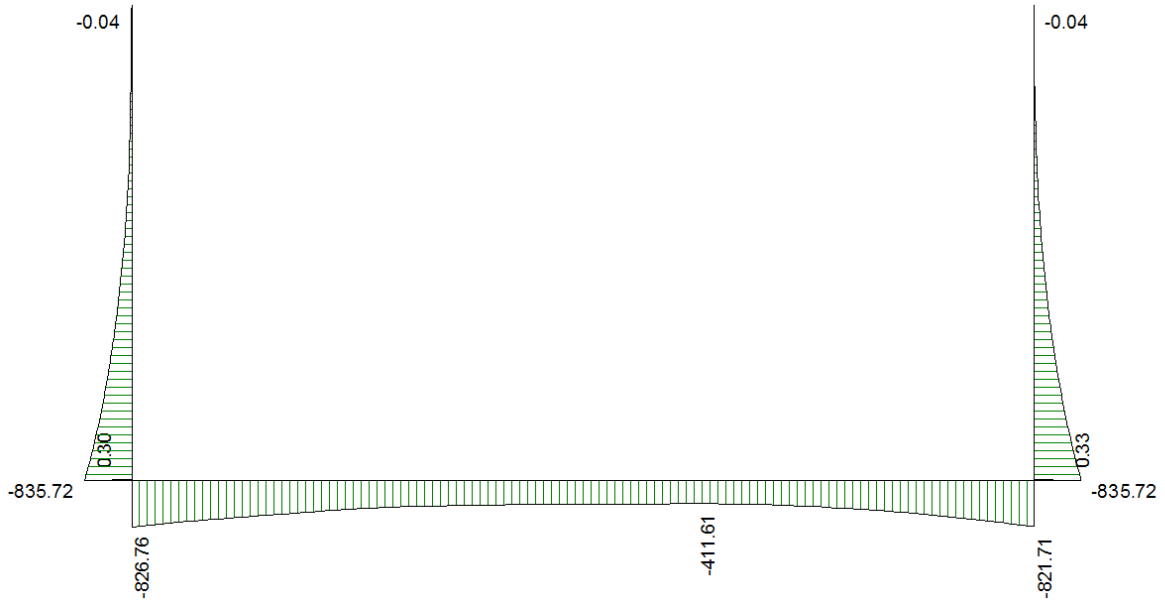
Inviluppo momento S.L.U.



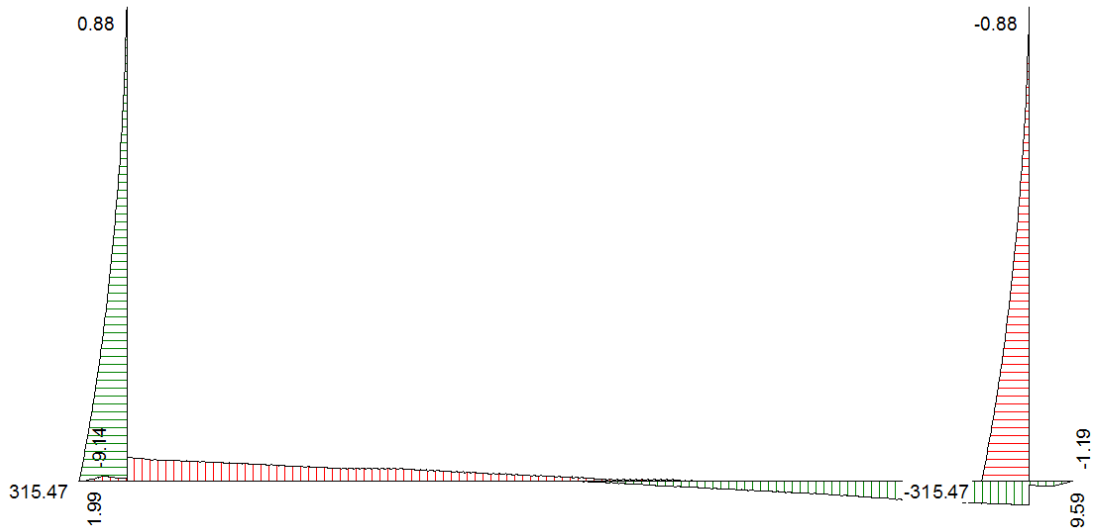
Inviluppo taglio S.L.U.



Inviluppo azione assiale S.L.U.



Inviluppo momento S.L.E.



Inviluppo taglio S.L.E.



Inviluppo azione assiale S.L.E.

### 9.3 Verifiche strutturali

#### 9.3.1 Riepilogo armature

Armatura principale	Descrizione	Interno	Esterno
	Fondazione	$\phi 20/20$	$\phi 26/10$
Ritti	$\phi 16/20$	$\phi 24/10 + \phi 24/20$	
Armatura a taglio	Descrizione	Tipo	Distanza da filo interno ritti
	Fondazione	-	-
	Ritti – Fond.	$\phi 12/20$ a 4 braccia	1.0
Ripartitori	Descrizione	Interno	Esterno
	Fondazione	$\phi 12/20$	$\phi 18/20$
	Ritti	$\phi 12/20$	$\phi 16/20$

#### 9.3.2 Verifiche pressoflessione e taglio SLU

##### Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 90.00 cm

X	A <sub>ri</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.00	53.09	15.71	12.52
0.58	53.09	15.71	10.35
1.05	53.09	15.71	1.58
1.62	53.09	15.71	1.63
2.09	53.09	15.71	1.77
2.67	53.09	15.71	1.96
3.25	53.09	15.71	2.11
3.74	53.09	15.71	2.27
4.32	53.09	15.71	2.49
4.80	53.09	15.71	2.72
5.38	53.09	15.71	2.96
5.86	53.09	15.71	3.06
6.44	53.09	15.71	3.14
6.91	53.09	15.71	3.17
7.47	53.09	15.71	3.20
8.00	53.09	15.71	3.23
8.58	53.09	15.71	3.27
9.06	53.09	15.71	3.30
9.64	53.09	15.71	3.32
10.12	53.09	15.71	3.21
10.71	53.09	15.71	3.02
11.19	53.09	15.71	2.82
11.77	53.09	15.71	2.56
12.25	53.09	15.71	2.36
12.82	53.09	15.71	2.11
13.40	53.09	15.71	1.88
13.88	53.09	15.71	1.70
14.45	53.09	15.71	1.62
14.92	53.09	15.71	23.61
15.50	53.09	15.71	49.84

##### Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 75.00 cm

Y	A <sub>ri</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.45	10.05	67.86	1.45
0.94	10.05	67.86	1.45
1.53	10.05	67.86	1.75
2.02	10.05	67.86	2.13
2.61	10.05	67.86	2.74
3.10	10.05	67.86	3.44
3.68	10.05	67.86	4.65
4.17	10.05	22.62	2.27
4.67	10.05	22.62	3.12

5.25	10.05	22.62	4.86
5.74	10.05	22.62	7.52
6.33	10.05	22.62	14.44
6.82	10.05	22.62	29.80
7.41	10.05	22.62	117.50
7.90	10.05	22.62	1000.00

**Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)**

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 75.00 cm

Y	A <sub>ri</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.45	10.05	67.86	1.47
0.94	10.05	67.86	1.46
1.53	10.05	67.86	1.78
2.02	10.05	67.86	2.19
2.61	10.05	67.86	2.84
3.10	10.05	67.86	3.59
3.68	10.05	67.86	4.91
4.17	10.05	22.62	2.46
4.67	10.05	22.62	3.43
5.25	10.05	22.62	5.48
5.74	10.05	22.62	8.74
6.33	10.05	22.62	17.70
6.82	10.05	22.62	39.41
7.41	10.05	22.62	173.32
7.90	10.05	22.62	1000.00

**Verifica a taglio piedritti**

Il massimo valore di taglio agente è pari a  $\cong 423$  kN/m.

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)	
<b>Caratteristiche dei materiali:</b>	
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck} = 30$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck} = 24.90$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd} = 14.11$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd} = 391.30$ N/mm <sup>2</sup>
<b>Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):</b>	
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed} = 423.00$ kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed}) = 130.00$ kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed}) = 0.00$ kNm
<b>Caratteristiche geometriche della sezione:</b>	
Altezza utile della sezione	$d = 700$ mm
Larghezza minima della sezione	$b_w = 1000$ mm
<b>Armatura della sezione in zona tesa:</b>	
Diametro ferri longitudinali	$\varnothing = 24$ mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n = 15$ --
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{st} = 6780$ mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_l = 0.0097$ --
VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)	
Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	$k = 1.53$ --
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min} = 0.33$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )	$\sigma_{cp} = 0.19$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min} = 251.89$ kN
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	<b><math>V_{Rd} = 391.92</math> kN</b>
<b>VERIFICA NON SODDISFATTA:</b>	
occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.	

**VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.2)****Armatura aggiuntiva resistente a taglio:**

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	$\alpha$	=	90 °
Diametro ferri a taglio	$\varnothing_{sw}$	=	12 mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	$n_{sw}$	=	4 --
Passo in direzione asse elemento	$s$	=	200 mm
Area totale di armatura a taglio	$A_{sw}$	=	452 mm <sup>2</sup>

**Fattori di resistenza a compressione:**

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta$	=	45 °
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	$f'_{cd}$	=	7.06 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c$	=	1.01 --

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura

$V_{Rsd} = 557.14 \text{ kN}$

Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls

$V_{Rcd} = 2251.58 \text{ kN}$

**Resistenza ultima a taglio**

$V_{Rd} = 557.14 \text{ kN}$

**VERIFICA SODDISFATTA.**

In accordo a quanto sopra esposto si dispongono staffe a 4 braccia  $\varnothing 12/20$  per  $\cong 1.0$  m a partire dalle sezioni di incastro della fondazione con i ritii.

**9.3.3 Verifiche pressoflessione SLE****Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)**

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 90.00 cm

X	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$
0.00	53.09	15.71	0.003	0.022	0.294
0.58	53.09	15.71	0.132	1.139	9.879
1.05	53.09	15.71	6.866	170.124	83.479
1.62	53.09	15.71	6.356	155.025	77.462
2.09	53.09	15.71	6.012	144.816	73.388
2.67	53.09	15.71	5.603	132.736	68.559
3.25	53.09	15.71	5.189	120.518	63.663
3.74	53.09	15.71	4.841	110.269	59.546
4.32	53.09	15.71	4.455	98.944	54.982
4.80	53.09	15.71	4.285	93.976	52.974
5.38	53.09	15.71	4.128	89.381	51.112
5.86	53.09	15.71	4.038	86.745	50.043
6.44	53.09	15.71	3.978	85.008	49.337
6.91	53.09	15.71	3.941	83.917	48.894
7.47	53.09	15.71	3.898	82.668	48.386
8.00	53.09	15.71	3.860	81.560	47.935
8.58	53.09	15.71	3.820	80.396	47.460
9.06	53.09	15.71	3.786	79.429	47.066
9.64	53.09	15.71	3.766	78.833	46.823
10.12	53.09	15.71	3.815	80.255	47.403
10.71	53.09	15.71	3.954	84.304	49.051
11.19	53.09	15.71	4.132	89.500	51.160
11.77	53.09	15.71	4.414	97.740	54.495
12.25	53.09	15.71	4.700	106.141	57.884
12.82	53.09	15.71	5.117	118.398	62.812
13.40	53.09	15.71	5.627	133.437	68.839
13.88	53.09	15.71	6.114	147.861	74.604
14.45	53.09	15.71	6.764	167.118	82.282
14.92	53.09	15.71	0.152	1.305	11.330
15.50	53.09	15.71	0.003	0.024	0.330

**Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)**

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 75.00 cm

Y	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$
0.45	10.05	67.86	9.436	112.118	196.738
0.94	10.05	67.86	7.824	93.080	161.782
1.53	10.05	67.86	6.163	73.452	125.916
2.02	10.05	67.86	4.984	59.514	100.600
2.61	10.05	67.86	3.789	45.358	75.077

3.10	10.05	67.86	2.953	35.449	57.376
3.68	10.05	67.86	2.122	25.586	39.970
4.17	10.05	22.62	2.205	23.340	78.861
4.67	10.05	22.62	1.550	16.635	52.830
5.25	10.05	22.62	0.947	10.400	29.566
5.74	10.05	22.62	0.578	6.525	16.003
6.33	10.05	22.62	0.271	3.222	5.694
6.82	10.05	22.62	0.112	1.425	1.318
7.41	10.05	22.62	0.024	0.325	0.145
7.90	10.05	22.62	0.000	0.000	0.000

**Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)**

Base sezione      B = 100 cm  
 Altezza sezione    H = 75.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.45	10.05	67.86	9.436	112.118	196.738
0.94	10.05	67.86	7.824	93.080	161.782
1.53	10.05	67.86	6.163	73.452	125.916
2.02	10.05	67.86	4.984	59.514	100.600
2.61	10.05	67.86	3.789	45.358	75.077
3.10	10.05	67.86	2.953	35.449	57.376
3.68	10.05	67.86	2.122	25.586	39.970
4.17	10.05	22.62	2.205	23.340	78.861
4.67	10.05	22.62	1.550	16.635	52.830
5.25	10.05	22.62	0.947	10.400	29.566
5.74	10.05	22.62	0.578	6.525	16.003
6.33	10.05	22.62	0.271	3.222	5.694
6.82	10.05	22.62	0.112	1.425	1.318
7.41	10.05	22.62	0.024	0.325	0.145
7.90	10.05	22.62	0.000	0.000	0.000

## 9.4 Verifica geotecnica fondazione

### Inviluppo pressioni terreno

#### Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	$\sigma_{\min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{\max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
0.00	0.002	0.072
0.58	0.009	0.078
1.05	0.015	0.083
1.62	0.021	0.087
2.09	0.025	0.091
2.67	0.030	0.094
3.25	0.034	0.097
3.74	0.036	0.098
4.32	0.038	0.099
4.80	0.040	0.100
5.38	0.041	0.100
5.86	0.043	0.100
6.44	0.043	0.099
6.91	0.043	0.099
7.47	0.043	0.099
8.00	0.043	0.098
8.58	0.043	0.098
9.06	0.043	0.096
9.64	0.043	0.095
10.12	0.043	0.093
10.71	0.042	0.090
11.19	0.042	0.087
11.77	0.042	0.083
12.25	0.041	0.079
12.82	0.040	0.074
13.40	0.039	0.069
13.88	0.037	0.063
14.45	0.031	0.056
14.92	0.026	0.050
15.50	0.017	0.045

### Verifiche geotecniche

#### Simbologia adottata

IC	Indice della combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante corretti per effetto forma, inclinazione del carico, affondamento, etc.
qu	Portanza ultima del terreno, espressa in [MPa]
Qu	Portanza ultima del terreno, espressa in [kN]/m
Qy	Carico verticale al piano di posa, espressa in [kN]/m
FS	Fattore di sicurezza a carico limite

IC	Nc	Nq	Ny	N'c	N'q	N'y	qu	Qu	Qy	FS
1	30.14	18.40	15.07	36.28	21.11	15.07	3.907	60556.95	876.03	69.13
2	20.42	10.43	6.53	24.58	12.09	6.53	2.088	32361.14	720.87	44.89
3	30.14	18.40	15.07	36.28	21.11	15.07	3.839	59506.12	1264.83	47.05
4	20.42	10.43	6.53	24.58	12.09	6.53	2.051	31786.04	1052.07	30.21
5	30.14	18.40	15.07	36.28	21.11	15.07	3.533	54762.34	1264.83	43.30
6	20.42	10.43	6.53	24.58	12.09	6.53	1.883	29189.86	1052.07	27.75
7	30.14	18.40	15.07	16.71	10.34	5.38	1.562	24214.64	595.85	40.64
8	20.42	10.43	6.53	10.71	5.92	2.33	0.848	13136.92	595.85	22.05

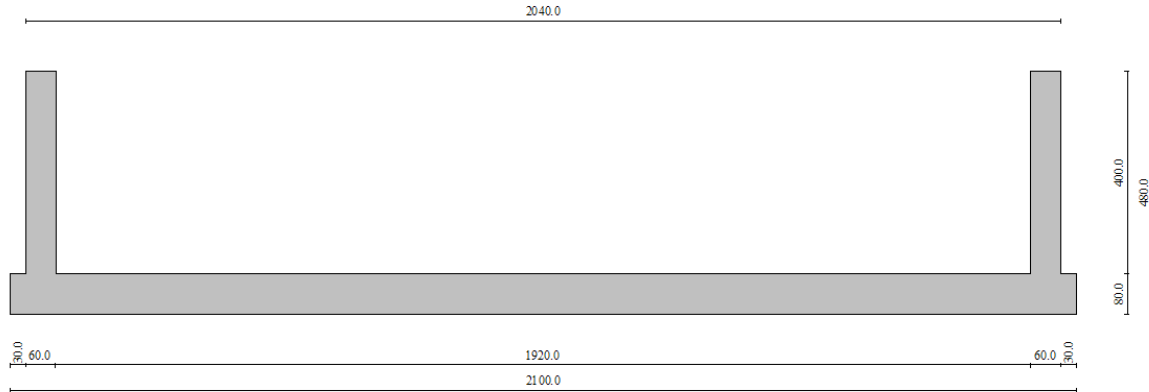
## 9.5 Verifiche idrauliche

Vedi allegati di calcolo.



## 10 ANALISI MURI AD “U” TIPO 3

### 10.1 Schema di calcolo



Geometria di calcolo

#### Geometria scatolare

Altezza esterna	4.80	[m]
Larghezza esterna	20.40	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.30	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.30	[m]
Spessore piedritto sinistro	0.60	[m]
Spessore piedritto destro	0.60	[m]
Spessore fondazione	0.80	[m]

#### Caratteristiche strati terreno

Vedi capitolo precedente

#### Falda

Quota falda (rispetto al piano di posa)	2.70	[m]
---	------	-----

## 10.2 Risultati delle analisi

### 10.2.1 Condizioni di carico

#### Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura  
 Carichi verticali positivi se diretti verso il basso  
 Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra  
 Coppie concentrate positive se antiorarie  
 Ascisse X (espresse in m) positive verso destra  
 Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto  
 Carichi concentrati espressi in kN  
 Coppie concentrate espressi in kNm  
 Carichi distribuiti espressi in kN/m

#### Simbologia adottata e unità di misura

##### Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati  
 Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati  
 $F_y$  componente Y del carico concentrato  
 $F_x$  componente X del carico concentrato  
 M momento

##### Forze distribuite

$X_i, X_f$  ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali  
 $Y_i, Y_f$  ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali  
 $V_{ni}$  componente normale del carico distribuito nel punto iniziale  
 $V_{nf}$  componente normale del carico distribuito nel punto finale  
 $V_{ti}$  componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale  
 $V_{tf}$  componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale  
 $D_{te}$  variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi  
 $D_{ti}$  variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

#### Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

#### Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)Condizione di carico n°6 (Spinta falda)Condizione di carico n° 7 (Riempimento)

Distr	Fondaz.	$X_i= 0.90$	$X_i= 20.10$	$V_{ni}= 28.00$	$V_{nf}= 28.00$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
-------	---------	-------------	--------------	-----------------	-----------------	----------------	----------------

Condizione di carico n° 8 (ACC-RILEVATO)

Distr	Pied_S	$Y_i= 0.00$	$Y_i= 4.80$	$V_{ni}= 8.52$	$V_{nf}= 8.52$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Pied_D	$Y_i= 0.00$	$Y_i= 4.80$	$V_{ni}= -8.52$	$V_{nf}= -8.52$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$

Condizione di carico n° 9 (MOBILI-1)

Distr	Fondaz.	$X_i= 9.00$	$X_i= 12.00$	$V_{ni}= 47.50$	$V_{nf}= 47.50$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i= 6.00$	$X_i= 9.00$	$V_{ni}= 28.20$	$V_{nf}= 28.20$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i= 12.00$	$X_i= 15.00$	$V_{ni}= 15.30$	$V_{nf}= 15.30$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i= 3.00$	$X_i= 6.00$	$V_{ni}= 2.50$	$V_{nf}= 2.50$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i= 15.00$	$X_i= 18.00$	$V_{ni}= 2.50$	$V_{nf}= 2.50$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$

Condizione di carico n° 10 (MOBILI-2)

Distr	Fondaz.	$X_i= 1.50$	$X_i= 4.50$	$V_{ni}= 47.50$	$V_{nf}= 47.50$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i= 4.50$	$X_i= 7.50$	$V_{ni}= 28.20$	$V_{nf}= 28.20$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i= 7.50$	$X_i= 10.50$	$V_{ni}= 15.30$	$V_{nf}= 15.30$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i= 10.50$	$X_i= 13.50$	$V_{ni}= 2.50$	$V_{nf}= 2.50$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i= 13.50$	$X_i= 16.50$	$V_{ni}= 2.50$	$V_{nf}= 2.50$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i= 16.50$	$X_i= 19.50$	$V_{ni}= 2.50$	$V_{nf}= 2.50$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$

**10.2.2 Combinazioni di carico**

Vedi capitolo precedente

**10.2.3 Sollecitazioni nodali****Inviluppo sollecitazioni fondazione**

X [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.00	0.00	0.00	0.94	3.04	-41.71	-0.09
0.53	-0.89	5.27	-6.40	18.26	-40.76	-0.09
1.07	-278.23	-102.01	-68.48	-14.75	97.84	184.20
1.59	-269.71	-75.80	-61.10	0.54	98.47	184.20
2.16	-262.14	-50.79	-51.78	-8.30	98.47	184.20
2.72	-249.59	-28.90	-44.78	-17.11	98.47	184.20
3.19	-235.23	-12.87	-41.56	-24.07	98.47	184.20
3.75	-213.09	3.90	-40.53	-15.71	98.47	184.20
4.31	-185.30	18.24	-50.98	-5.99	98.47	184.20
4.88	-153.82	30.94	-52.45	6.24	98.47	184.20
5.34	-131.68	41.99	-50.29	18.50	98.47	184.20
5.91	-134.45	53.25	-48.61	34.12	98.47	184.20
6.47	-149.56	62.55	-47.98	34.38	98.47	184.20
7.03	-166.46	70.14	-48.47	32.21	98.47	184.20
7.50	-179.73	75.29	-49.75	30.93	98.47	184.20
8.06	-194.99	80.24	-42.55	29.96	98.47	184.20
8.63	-209.81	83.98	-36.52	29.46	98.47	184.20
9.19	-223.99	86.64	-31.63	24.41	98.47	184.20
9.66	-231.00	88.10	-28.40	12.22	98.47	184.20
10.22	-231.88	89.06	-25.51	0.91	98.47	184.20
10.78	-224.55	103.68	-18.78	2.50	98.47	184.20
11.34	-208.93	112.68	-31.92	4.13	98.47	184.20
11.81	-189.45	115.76	-44.63	5.55	98.47	184.20
12.38	-161.17	114.54	-44.04	9.13	98.47	184.20
12.94	-137.04	108.39	-35.92	17.48	98.47	184.20
13.50	-120.67	97.70	-28.51	25.16	98.47	184.20
13.97	-109.67	85.59	-22.95	31.11	98.47	184.20
14.53	-99.25	67.48	-17.06	37.75	98.47	184.20
15.09	-91.49	53.25	-10.47	43.90	98.47	184.20
15.66	-88.85	41.99	2.06	49.59	98.47	184.20
16.13	-91.39	34.24	10.14	54.00	98.47	184.20
16.69	-99.64	23.20	19.16	58.90	98.47	184.20
17.25	-112.99	9.96	26.95	63.35	98.47	184.20
17.81	-130.77	-5.70	31.47	67.33	98.47	184.20
18.28	-149.38	-20.75	35.55	70.23	98.47	184.20
18.84	-180.75	-41.41	40.79	73.15	98.47	184.20

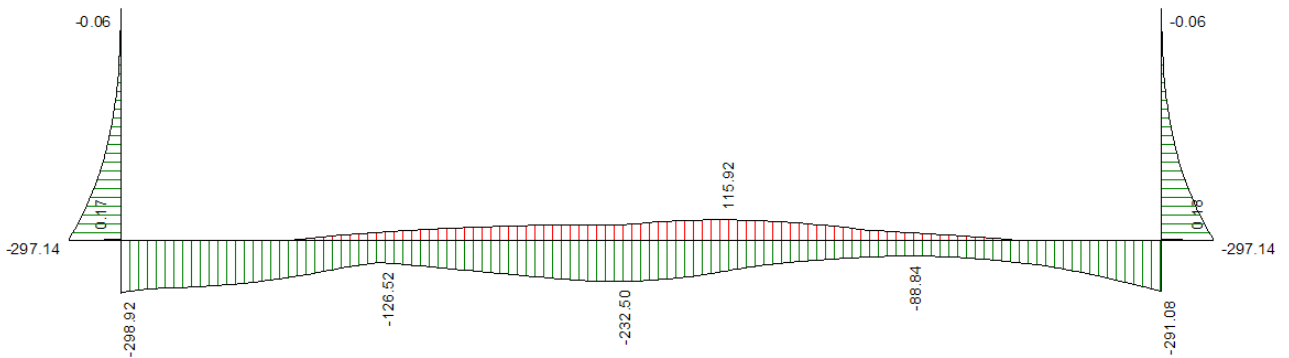
19.41	-216.79	-65.11	46.39	75.36	98.47	184.20
19.93	-253.69	-90.01	50.70	77.94	98.47	184.20
20.47	3.08	5.90	2.62	9.99	-0.16	40.54
21.00	0.00	0.00	-1.78	-0.93	-0.16	41.49

**Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro**

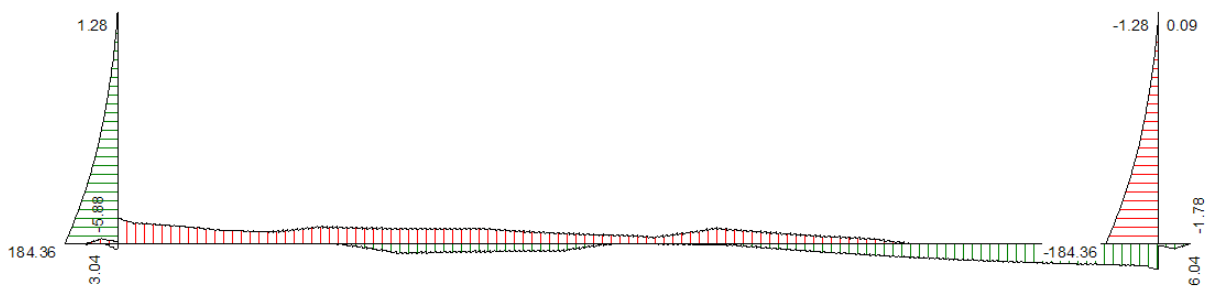
Y [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.40	-297.14	-133.41	98.56	184.36	63.00	85.80
1.07	-190.59	-78.21	67.39	135.28	53.41	72.74
1.64	-123.38	-45.93	45.87	99.97	45.20	61.55
2.31	-68.05	-21.95	26.83	66.66	35.61	48.50
2.89	-36.35	-9.97	15.61	44.74	27.39	37.30
3.56	-13.45	-2.75	6.60	24.47	17.80	24.25
4.13	-3.43	-0.43	1.91	11.04	9.59	13.06
4.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**Inviluppo sollecitazioni piedritto destro**

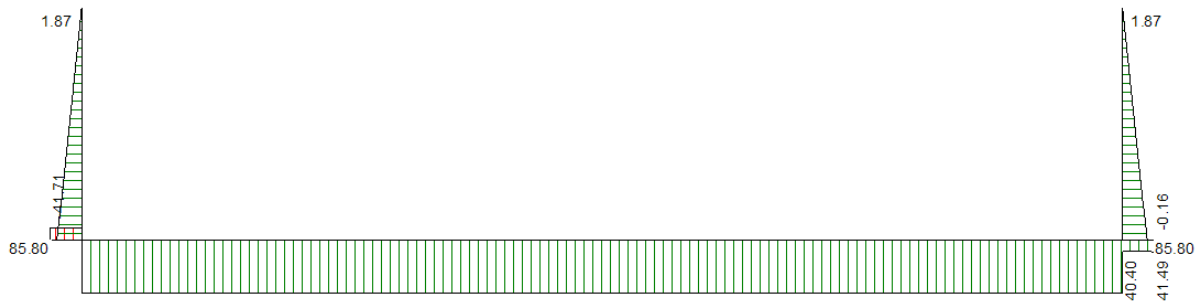
Y [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.40	-297.14	-120.21	-184.36	-92.56	63.00	85.80
1.07	-190.59	-68.72	-135.28	-62.30	53.41	72.74
1.64	-123.38	-39.14	-99.97	-41.57	45.20	61.55
2.31	-68.05	-17.73	-66.66	-23.44	35.61	48.50
2.89	-36.35	-7.48	-44.74	-13.00	27.39	37.30
3.56	-13.45	-1.69	-24.47	-4.90	17.80	24.25
4.13	-3.43	-0.13	-11.04	-1.00	9.59	13.06
4.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



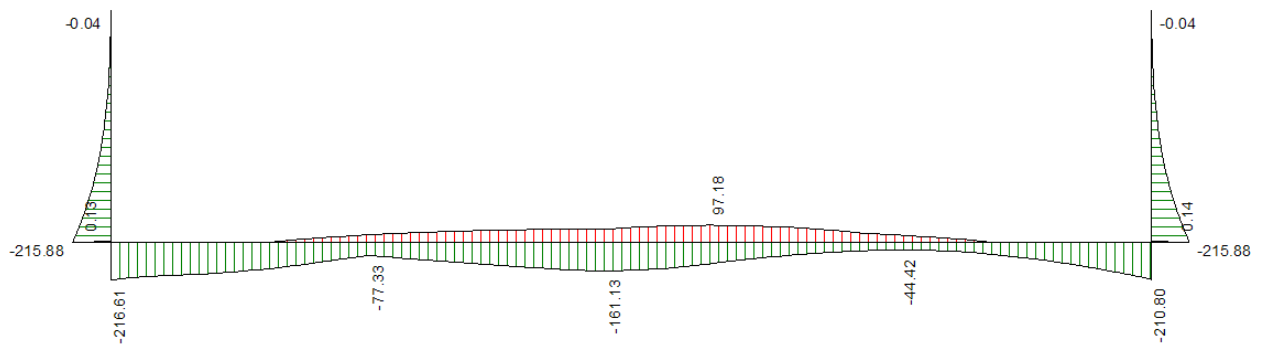
Inviluppo momento S.L.U.



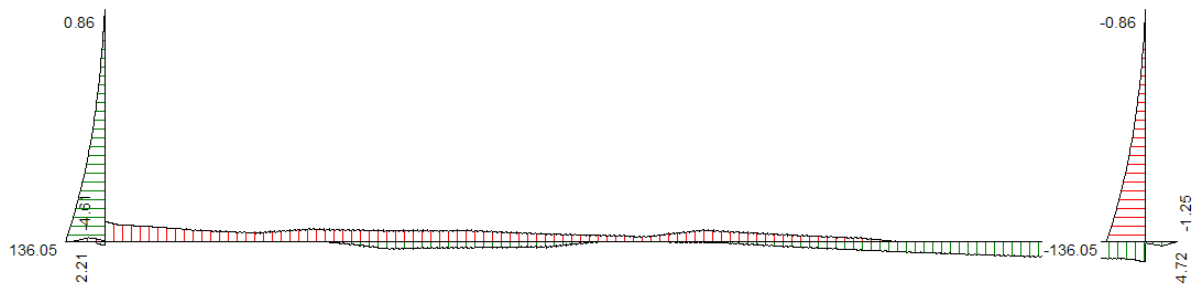
Inviluppo taglio S.L.U.



Inviluppo azione assiale S.L.U.



Inviluppo momento S.L.E.



Inviluppo taglio S.L.E.



Inviluppo azione assiale S.L.E.

### 10.3 Verifiche strutturali

#### 10.3.1 Riepilogo armature

Armatura principale	Descrizione	Interno	Esterno
	Fondazione	φ18/20	φ22/20
	Ritti	φ14/20	φ24/20
Armatura a taglio	Descrizione	Tipo	Distanza da filo interno ritti
	Fondazione	-	-
	Ritti – Fond.	-	-
Ripartitori	Descrizione	Interno	Esterno
	Fondazione	φ12/20	φ12/20
	Ritti	φ12/20	φ12/20

#### 10.3.2 Verifiche pressoflessione e taglio SLU

##### Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 80.00 cm

X	A <sub>ri</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.00	19.01	12.72	19.78
0.53	19.01	12.72	15.16
1.07	19.01	12.72	2.23
1.59	19.01	12.72	2.45
2.16	19.01	12.72	2.47
2.72	19.01	12.72	2.55
3.19	19.01	12.72	2.67
3.75	19.01	12.72	2.90
4.31	19.01	12.72	3.28
4.88	19.01	12.72	3.99
5.34	19.01	12.72	4.84
5.91	19.01	12.72	5.19
6.47	19.01	12.72	4.52
7.03	19.01	12.72	4.08
7.50	19.01	12.72	3.72
8.06	19.01	12.72	3.37
8.63	19.01	12.72	3.09
9.19	19.01	12.72	2.90
9.66	19.01	12.72	2.92
10.22	19.01	12.72	3.01
10.78	19.01	12.72	2.97
11.34	19.01	12.72	3.07
11.81	19.01	12.72	3.28
12.38	19.01	12.72	4.00
12.94	19.01	12.72	5.02
13.50	19.01	12.72	6.25
13.97	19.01	12.72	7.52
14.53	19.01	12.72	9.24
15.09	19.01	12.72	11.20
15.66	19.01	12.72	12.53
16.13	19.01	12.72	10.67
16.69	19.01	12.72	8.48
17.25	19.01	12.72	6.49
17.81	19.01	12.72	5.07
18.28	19.01	12.72	4.18
18.84	19.01	12.72	3.22
19.41	19.01	12.72	2.57
19.93	19.01	12.72	2.19
20.47	19.01	12.72	28.07
21.00	19.01	12.72	83.14

##### Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.40	7.70	22.62	1.61
1.07	7.70	22.62	1.86
1.64	7.70	22.62	2.82
2.31	7.70	22.62	4.98
2.89	7.70	22.62	8.95
3.56	7.70	22.62	22.32
4.13	7.70	22.62	75.35
4.80	7.70	22.62	1000.00

**Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)**

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 60.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.40	7.70	22.62	1.61
1.07	7.70	22.62	1.86
1.64	7.70	22.62	2.82
2.31	7.70	22.62	4.98
2.89	7.70	22.62	8.95
3.56	7.70	22.62	22.32
4.13	7.70	22.62	75.35
4.80	7.70	22.62	1000.00

**10.3.3 Verifiche pressoflessione SLE****Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)**

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 80.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.00	19.01	12.72	0.002	0.013	0.199
0.53	19.01	12.72	0.075	0.627	5.025
1.07	19.01	12.72	3.123	120.705	33.257
1.59	19.01	12.72	2.997	114.444	32.028
2.16	19.01	12.72	2.886	108.973	30.950
2.72	19.01	12.72	2.726	101.016	29.378
3.19	19.01	12.72	2.551	92.395	27.665
3.75	19.01	12.72	2.288	79.523	25.086
4.31	19.01	12.72	1.961	63.725	21.869
4.88	19.01	12.72	1.585	45.880	18.121
5.34	19.01	12.72	1.278	31.900	15.026
5.91	19.01	12.72	1.326	34.034	20.207
6.47	19.01	12.72	1.547	44.147	27.608
7.03	19.01	12.72	1.751	53.691	33.782
7.50	19.01	12.72	1.910	61.253	38.012
8.06	19.01	12.72	2.091	69.991	42.080
8.63	19.01	12.72	2.267	78.494	45.155
9.19	19.01	12.72	2.433	86.616	47.338
9.66	19.01	12.72	2.515	90.653	48.534
10.22	19.01	12.72	2.526	91.206	49.270
10.78	19.01	12.72	2.442	87.074	51.156
11.34	19.01	12.72	2.261	78.223	58.500
11.81	19.01	12.72	2.034	67.206	61.114
12.38	19.01	12.72	1.700	51.302	60.331
12.94	19.01	12.72	1.576	37.787	55.607
13.50	19.01	12.72	1.434	26.934	47.311
13.97	19.01	12.72	1.270	19.796	37.985
14.53	19.01	12.72	1.017	13.325	27.608
15.09	19.01	12.72	0.784	9.171	20.207
15.66	19.01	12.72	0.657	7.497	11.840
16.13	19.01	12.72	0.689	8.411	8.822
16.69	19.01	12.72	0.811	12.649	10.150
17.25	19.01	12.72	1.015	20.618	12.315
17.81	19.01	12.72	1.288	32.373	15.134
18.28	19.01	12.72	1.563	44.878	17.905
18.84	19.01	12.72	1.949	63.139	21.748
19.41	19.01	12.72	2.391	84.546	26.096
19.93	19.01	12.72	2.843	106.808	30.523
20.47	19.01	12.72	0.083	0.693	5.548
21.00	19.01	12.72	0.002	0.014	0.209

**Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)**

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.40	7.70	22.62	5.330	50.828	182.182
1.07	7.70	22.62	3.411	32.905	113.214
1.64	7.70	22.62	2.205	21.573	70.490
2.31	7.70	22.62	1.216	12.190	36.262
2.89	7.70	22.62	0.651	6.738	17.464
3.56	7.70	22.62	0.241	2.671	4.893
4.13	7.70	22.62	0.060	0.751	0.491
4.80	7.70	22.62	0.000	0.000	0.000

**Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)**

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 60.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.40	7.70	22.62	5.330	50.828	182.182
1.07	7.70	22.62	3.411	32.905	113.214
1.64	7.70	22.62	2.205	21.573	70.490
2.31	7.70	22.62	1.216	12.190	36.262
2.89	7.70	22.62	0.651	6.738	17.464
3.56	7.70	22.62	0.241	2.671	4.893
4.13	7.70	22.62	0.060	0.751	0.491
4.80	7.70	22.62	0.000	0.000	0.000

## 10.4 Verifica geotecnica fondazione

### Inviluppo pressioni terreno

#### Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	$\sigma_{\min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{\max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
0.00	0.025	0.081
0.53	0.026	0.082
1.07	0.027	0.082
1.59	0.027	0.082
2.16	0.027	0.082
2.72	0.027	0.082
3.19	0.027	0.081
3.75	0.027	0.080
4.31	0.027	0.079
4.88	0.027	0.077
5.34	0.026	0.076
5.91	0.026	0.074
6.47	0.026	0.072
7.03	0.025	0.070
7.50	0.025	0.069
8.06	0.024	0.070
8.63	0.024	0.071
9.19	0.024	0.072
9.66	0.024	0.072
10.22	0.024	0.072
10.78	0.024	0.071
11.34	0.024	0.071
11.81	0.024	0.070
12.38	0.024	0.069
12.94	0.024	0.068
13.50	0.024	0.067
13.97	0.025	0.066
14.53	0.025	0.064
15.09	0.026	0.062
15.66	0.026	0.061
16.13	0.027	0.059
16.69	0.028	0.057
17.25	0.028	0.055
17.81	0.029	0.053
18.28	0.029	0.051
18.84	0.029	0.048
19.41	0.028	0.046
19.93	0.027	0.047
20.47	0.026	0.047
21.00	0.025	0.047

### Verifiche geotecniche

#### *Simbologia adottata*

IC	Indice della combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante corretti per effetto forma, inclinazione del carico, affondamento, etc.
qu	Portanza ultima del terreno, espressa in [MPa]
QU	Portanza ultima del terreno, espressa in [kN]/m
QY	Carico verticale al piano di posa, espressa in [kN]/m
FS	Fattore di sicurezza a carico limite

IC	Nc	Nq	Ny	N'c	N'q	N'y	qu	QU	QY	FS
1	30.14	18.40	15.07	32.90	19.62	15.07	2.871	60297.61	865.02	69.71
2	20.42	10.43	6.53	22.28	11.17	6.53	1.438	30190.86	743.97	40.58
3	30.14	18.40	15.07	32.90	19.62	15.07	2.837	59579.74	1253.82	47.52
4	20.42	10.43	6.53	22.28	11.17	6.53	1.421	29833.80	1075.17	27.75
5	30.14	18.40	15.07	32.90	19.62	15.07	2.457	51605.99	1263.95	40.83
6	20.42	10.43	6.53	22.28	11.17	6.53	1.232	25867.51	1083.80	23.87
7	30.14	18.40	15.07	21.72	13.31	8.68	1.759	36933.29	557.61	66.23
8	20.42	10.43	6.53	14.36	7.58	3.76	0.890	18698.01	557.61	33.53

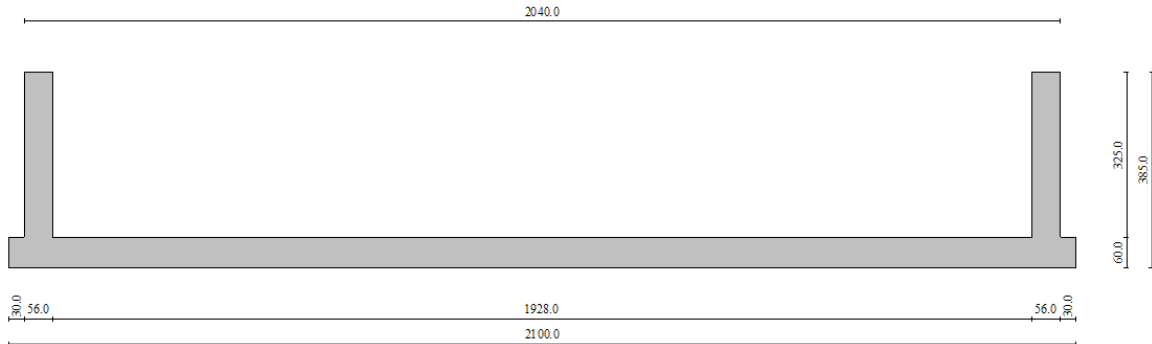
## 10.5 Verifiche idrauliche

Vedi allegati di calcolo.



## 11 ANALISI MURI AD “U” TIPO 4

### 11.1 Schema di calcolo



Geometria di calcolo

#### Geometria scatolare

Altezza esterna	3.85	[m]
Larghezza esterna	20.40	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.30	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.30	[m]
Spessore piedritto sinistro	0.56	[m]
Spessore piedritto destro	0.56	[m]
Spessore fondazione	0.60	[m]

#### Caratteristiche strati terreno

Vedi capitolo precedente

#### Falda

Quota falda (rispetto al piano di posa)	0.90	[m]
---	------	-----

## 11.2 Risultati delle analisi

### 11.2.1 Condizioni di carico

#### Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura  
 Carichi verticali positivi se diretti verso il basso  
 Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra  
 Coppie concentrate positive se antiorarie  
 Ascisse X (esprese in m) positive verso destra  
 Ordinate Y (esprese in m) positive verso l'alto  
 Carichi concentrati espressi in kN  
 Coppie concentrate espressi in kNm  
 Carichi distribuiti espressi in kN/m

#### Simbologia adottata e unità di misura

##### Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati  
 Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati  
 $F_y$  componente Y del carico concentrato  
 $F_x$  componente X del carico concentrato  
 M momento

##### Forze distribuite

$X_i, X_f$  ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali  
 $Y_i, Y_f$  ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali  
 $V_{ni}$  componente normale del carico distribuito nel punto iniziale  
 $V_{nf}$  componente normale del carico distribuito nel punto finale  
 $T_{ni}$  componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale  
 $T_{nf}$  componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale  
 $D_{te}$  variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi  
 $D_{ti}$  variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)Condizione di carico n°6 (Spinta falda)Condizione di carico n° 7 (Riempimento)

Distr	Fondaz.	$X_i= 0.90$	$X_i= 20.10$	$V_{ni}= 28.00$	$V_{nf}= 28.00$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
-------	---------	-------------	--------------	-----------------	-----------------	----------------	----------------

Condizione di carico n° 8 (ACC-RILEVATO)

Distr	Pied_S	$Y_i= 0.00$	$Y_i= 3.85$	$V_{ni}= 8.52$	$V_{nf}= 8.52$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Pied_D	$Y_i= 0.00$	$Y_i= 3.85$	$V_{ni}= -8.52$	$V_{nf}= -8.52$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$

Condizione di carico n° 9 (MOBILI-1)

Distr	Fondaz.	$X_i= 9.00$	$X_i= 12.00$	$V_{ni}= 49.00$	$V_{nf}= 49.00$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i= 6.00$	$X_i= 9.00$	$V_{ni}= 29.20$	$V_{nf}= 29.20$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i= 12.00$	$X_i= 15.00$	$V_{ni}= 16.00$	$V_{nf}= 16.00$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i= 3.00$	$X_i= 6.00$	$V_{ni}= 2.50$	$V_{nf}= 2.50$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i= 15.00$	$X_i= 18.00$	$V_{ni}= 2.50$	$V_{nf}= 2.50$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$

Condizione di carico n° 10 (MOBILI-2)

Distr	Fondaz.	$X_i= 1.50$	$X_i= 4.50$	$V_{ni}= 49.00$	$V_{nf}= 49.00$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i= 4.50$	$X_i= 7.50$	$V_{ni}= 29.20$	$V_{nf}= 29.20$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i= 7.50$	$X_i= 10.50$	$V_{ni}= 16.00$	$V_{nf}= 16.00$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i= 10.50$	$X_i= 13.50$	$V_{ni}= 2.50$	$V_{nf}= 2.50$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i= 13.50$	$X_i= 16.50$	$V_{ni}= 2.50$	$V_{nf}= 2.50$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Fondaz.	$X_i= 16.50$	$X_i= 19.50$	$V_{ni}= 2.50$	$V_{nf}= 2.50$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$

**11.2.2 Combinazioni di carico**

Vedi capitolo precedente

**11.2.3 Sollecitazioni nodali****Inviluppo sollecitazioni fondazione**

X [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.00	0.00	0.00	1.32	3.52	-31.02	-0.05
0.58	-167.07	-61.98	-63.07	-24.63	53.36	116.53
1.07	-157.45	-43.27	-47.59	4.50	54.03	116.53
1.59	-161.54	-27.55	-43.20	19.12	54.74	116.53
2.16	-166.79	-13.43	-36.84	9.10	54.77	116.53
2.72	-166.29	-1.94	-28.68	-0.56	54.77	116.53
3.19	-161.49	5.84	-21.71	-7.60	54.77	116.53
3.75	-150.39	13.28	-20.50	-8.66	54.77	116.53
4.31	-133.21	18.94	-31.66	-0.33	54.77	116.53
4.88	-111.45	24.11	-33.61	11.22	54.77	116.53
5.34	-94.10	27.55	-31.81	22.59	54.77	116.53
5.91	-74.16	30.55	-30.69	37.49	54.77	116.53
6.47	-73.84	32.55	-30.85	36.82	54.77	116.53
7.03	-91.47	33.79	-32.37	33.96	54.77	116.53
7.50	-105.10	34.40	-34.73	32.41	54.77	116.53
8.06	-120.69	34.77	-28.88	31.39	54.77	116.53
8.63	-135.90	34.89	-24.51	31.13	54.77	116.53
9.19	-150.63	34.93	-21.59	26.40	54.77	116.53
9.66	-158.19	46.34	-20.24	14.36	54.77	116.53
10.22	-159.84	59.46	-19.86	2.38	54.77	116.53
10.78	-153.40	71.95	-15.62	2.30	54.77	116.53
11.34	-138.72	80.17	-29.38	2.39	54.77	116.53
11.81	-120.00	83.66	-42.26	2.65	54.77	116.53
12.38	-92.54	84.30	-41.74	5.32	54.77	116.53
12.94	-69.07	81.53	-33.83	10.64	54.77	116.53
13.50	-50.61	75.77	-27.01	15.58	54.77	116.53
13.97	-40.00	68.94	-22.21	19.28	54.77	116.53
14.53	-29.64	58.53	-17.60	23.33	54.77	116.53
15.09	-21.35	45.94	-12.55	27.02	54.77	116.53
15.66	-17.57	31.33	-1.26	30.46	54.77	116.53
16.13	-18.69	25.73	5.69	33.17	54.77	116.53
16.69	-24.53	21.95	9.69	36.26	54.77	116.53
17.25	-34.61	16.74	12.49	39.20	54.77	116.53
17.81	-49.02	9.85	15.79	41.95	54.77	116.53
18.28	-64.96	2.61	18.93	44.07	54.77	116.53
18.84	-84.68	-8.13	23.17	46.57	54.77	116.53

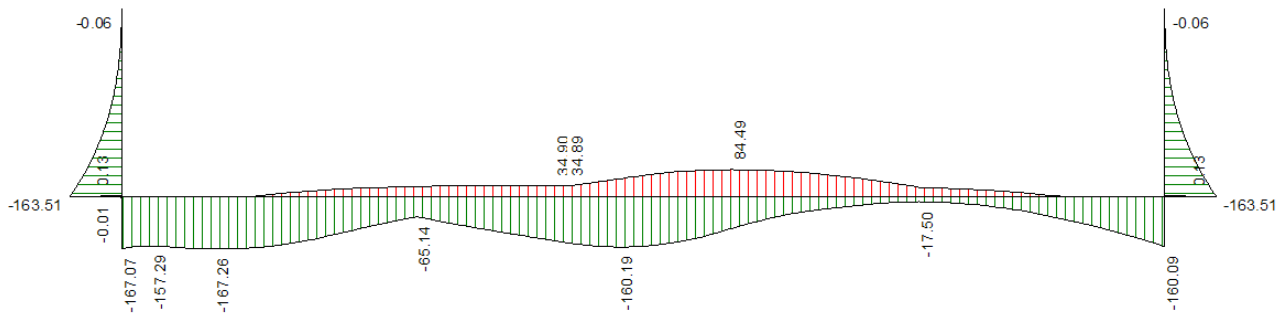
19.41	-109.19	-21.37	27.78	51.29	54.77	116.53
19.93	-133.64	-36.17	31.14	53.89	54.77	116.53
20.42	1.11	4.16	-3.29	4.14	-0.11	30.09
21.00	0.00	0.00	-2.35	-1.29	-0.11	30.89

**Involuppo sollecitazioni piedritto sinistro**

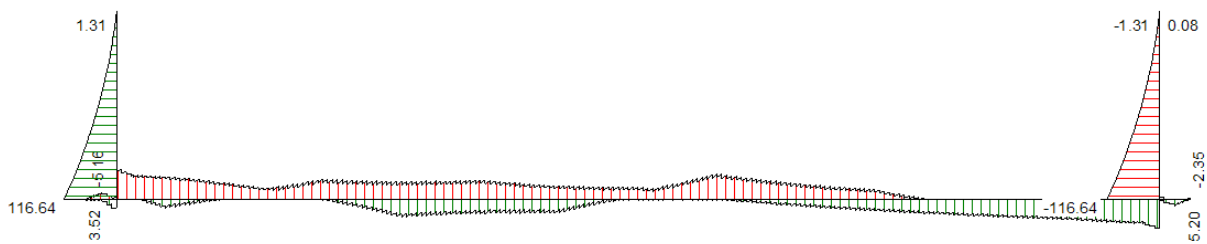
Y [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.30	-163.51	-63.83	54.82	116.64	47.44	64.61
0.99	-95.49	-33.26	34.87	81.88	38.22	52.05
1.68	-48.96	-14.53	20.06	53.81	28.99	39.48
2.47	-17.06	-3.75	8.12	28.20	18.45	25.13
3.16	-3.66	-0.47	2.03	11.46	9.22	12.56
3.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**Involuppo sollecitazioni piedritto destro**

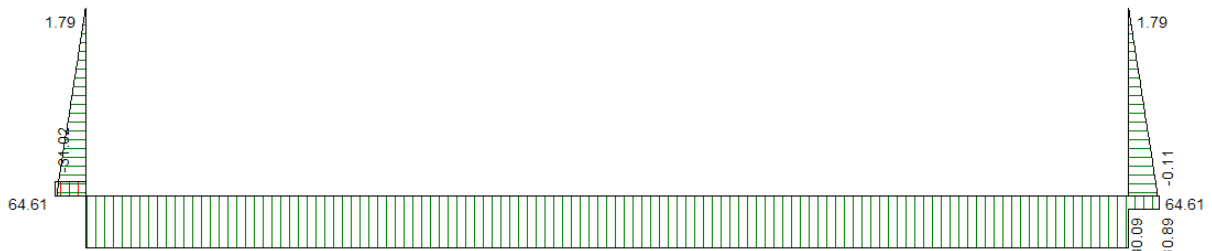
Y [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.30	-163.51	-55.81	-116.64	-50.31	47.44	64.61
0.99	-95.49	-28.06	-81.88	-31.23	38.22	52.05
1.68	-48.96	-11.53	-53.81	-17.30	28.99	39.48
2.47	-17.06	-2.54	-28.20	-6.37	18.45	25.13
3.16	-3.66	-0.17	-11.46	-1.15	9.22	12.56
3.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



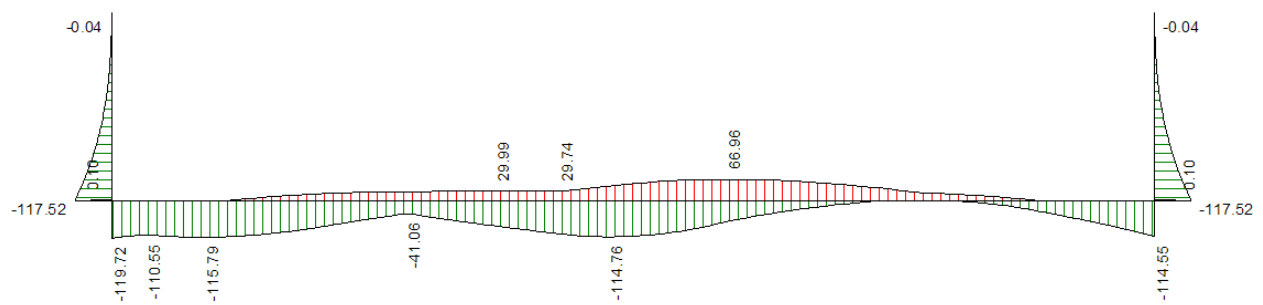
Involuppo momento S.L.U.



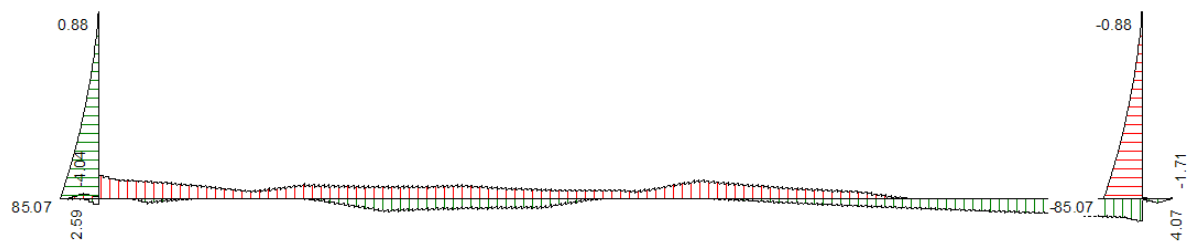
Involuppo taglio S.L.U.



Involuppo azione assiale S.L.U.



Involuppo momento S.L.E.



Involuppo taglio S.L.E.



Involuppo azione assiale S.L.E.

### 11.3 Verifiche strutturali

#### 11.3.1 Riepilogo armature

Armatura principale	Descrizione	Interno	Esterno
	Fondazione	$\phi 16/20$	$\phi 22/20$
Ritti	$\phi 14/20$	$\phi 20/20$	
Armatura a taglio	Descrizione	Tipo	Distanza da filo interno ritti
	Fondazione	-	-
Ritti – Fond.	-	-	
Ripartitori	Descrizione	Interno	Esterno
	Fondazione	$\phi 12/20$	$\phi 12/20$
Ritti	$\phi 12/20$	$\phi 12/20$	

### 11.3.2 Verifiche pressoflessione e taglio SLU

#### Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 60.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.00	19.01	10.05	20.81
0.58	19.01	10.05	2.69
1.07	19.01	10.05	2.89
1.59	19.01	10.05	2.69
2.16	19.01	10.05	2.69
2.72	19.01	10.05	2.70
3.19	19.01	10.05	2.71
3.75	19.01	10.05	2.83
4.31	19.01	10.05	3.10
4.88	19.01	10.05	3.74
5.34	19.01	10.05	4.56
5.91	19.01	10.05	5.95
6.47	19.01	10.05	5.82
7.03	19.01	10.05	4.65
7.50	19.01	10.05	4.02
8.06	19.01	10.05	3.46
8.63	19.01	10.05	3.04
9.19	19.01	10.05	2.83
9.66	19.01	10.05	2.83
10.22	19.01	10.05	2.84
10.78	19.01	10.05	2.83
11.34	19.01	10.05	2.99
11.81	19.01	10.05	3.32
12.38	19.01	10.05	3.66
12.94	19.01	10.05	3.66
13.50	19.01	10.05	3.73
13.97	19.01	10.05	4.11
14.53	19.01	10.05	4.95
15.09	19.01	10.05	6.70
15.66	19.01	10.05	11.33
16.13	19.01	10.05	16.81
16.69	19.01	10.05	22.89
17.25	19.01	10.05	15.21
17.81	19.01	10.05	8.93
18.28	19.01	10.05	6.43
18.84	19.01	10.05	4.73
19.41	19.01	10.05	3.57
19.93	19.01	10.05	2.87
20.42	19.01	10.05	2.69

#### Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 56.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.30	7.70	15.71	1.94
0.99	7.70	15.71	2.40
1.68	7.70	15.71	4.49
2.47	7.70	15.71	11.93
3.16	7.70	15.71	47.45
3.85	7.70	15.71	1000.00

#### Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
Altezza sezione H = 56.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.30	7.70	15.71	1.94
0.99	7.70	15.71	2.40
1.68	7.70	15.71	4.49
2.47	7.70	15.71	11.93
3.16	7.70	15.71	47.45
3.85	7.70	15.71	1000.00

**11.3.3 Verifiche pressoflessione SLE****Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)**

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 60.00 cm

X	A <sub>ri</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>ri</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.00	19.01	10.05	0.003	0.015	0.241
0.58	19.01	10.05	3.144	107.422	29.988
1.07	19.01	10.05	2.921	98.151	28.036
1.59	19.01	10.05	2.964	99.963	28.418
2.16	19.01	10.05	3.040	103.099	29.079
2.72	19.01	10.05	3.017	102.141	28.877
3.19	19.01	10.05	2.921	98.167	28.040
3.75	19.01	10.05	2.710	89.446	26.198
4.31	19.01	10.05	2.388	76.169	23.380
4.88	19.01	10.05	1.981	59.488	20.633
5.34	19.01	10.05	1.656	46.345	25.353
5.91	19.01	10.05	1.281	31.470	29.328
6.47	19.01	10.05	1.290	31.815	31.802
7.03	19.01	10.05	1.649	46.072	33.143
7.50	19.01	10.05	1.925	57.205	33.638
8.06	19.01	10.05	2.237	69.957	33.739
8.63	19.01	10.05	2.538	82.358	33.535
9.19	19.01	10.05	2.828	94.304	33.223
9.66	19.01	10.05	2.976	100.462	36.666
10.22	19.01	10.05	3.011	101.887	55.062
10.78	19.01	10.05	2.888	96.796	73.063
11.34	19.01	10.05	2.605	85.088	85.206
11.81	19.01	10.05	2.242	70.149	90.625
12.38	19.01	10.05	2.096	48.288	92.152
12.94	19.01	10.05	2.043	29.685	88.899
13.50	19.01	10.05	1.920	16.550	81.453
13.97	19.01	10.05	1.770	15.554	72.401
14.53	19.01	10.05	1.536	13.983	58.489
15.09	19.01	10.05	1.245	11.975	41.646
15.66	19.01	10.05	0.894	9.404	25.353
16.13	19.01	10.05	0.691	6.919	20.633
16.69	19.01	10.05	0.547	5.835	13.097
17.25	19.01	10.05	0.348	4.154	4.340
17.81	19.01	10.05	0.570	6.135	6.923
18.28	19.01	10.05	0.962	19.321	10.675
18.84	19.01	10.05	1.450	38.109	15.098
19.41	19.01	10.05	1.962	58.714	19.634
19.93	19.01	10.05	2.466	79.368	24.060
20.42	19.01	10.05	3.011	101.907	28.828
21.00	19.01	10.05	0.003	0.015	0.246

**Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)**

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 56.00 cm

Y	A <sub>ri</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>ri</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.30	7.70	15.71	3.767	31.858	148.907
0.99	7.70	15.71	2.193	18.993	82.930
1.68	7.70	15.71	1.120	10.089	39.150
2.47	7.70	15.71	0.387	3.796	10.918
3.16	7.70	15.71	0.078	0.911	1.002
3.85	7.70	15.71	0.000	0.000	0.000

**Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)**

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 56.00 cm

Y	A <sub>ri</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>ri</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.30	7.70	15.71	3.767	31.858	148.907
0.99	7.70	15.71	2.193	18.993	82.930
1.68	7.70	15.71	1.120	10.089	39.150
2.47	7.70	15.71	0.387	3.796	10.918
3.16	7.70	15.71	0.078	0.911	1.002
3.85	7.70	15.71	0.000	0.000	0.000

## 11.4 Verifica geotecnica fondazione

### Inviluppo pressioni terreno

#### Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	$\sigma_{\min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{\max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
0.00	0.035	0.094
0.58	0.038	0.095
1.07	0.039	0.097
1.59	0.040	0.097
2.16	0.040	0.098
2.72	0.040	0.098
3.19	0.039	0.098
3.75	0.039	0.097
4.31	0.038	0.096
4.88	0.038	0.094
5.34	0.037	0.093
5.91	0.037	0.091
6.47	0.036	0.088
7.03	0.035	0.086
7.50	0.035	0.087
8.06	0.035	0.088
8.63	0.034	0.089
9.19	0.034	0.090
9.66	0.034	0.091
10.22	0.034	0.091
10.78	0.034	0.090
11.34	0.034	0.089
11.81	0.034	0.088
12.38	0.034	0.087
12.94	0.034	0.085
13.50	0.035	0.083
13.97	0.035	0.081
14.53	0.035	0.079
15.09	0.036	0.077
15.66	0.037	0.074
16.13	0.037	0.072
16.69	0.038	0.070
17.25	0.039	0.068
17.81	0.040	0.065
18.28	0.040	0.063
18.84	0.041	0.060
19.41	0.040	0.061
19.93	0.039	0.061
20.42	0.037	0.062
21.00	0.035	0.063

### Verifiche geotecniche

#### *Simbologia adottata*

IC	Indice della combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante corretti per effetto forma, inclinazione del carico, affondamento, etc.
qu	Portanza ultima del terreno, espressa in [MPa]
Qu	Portanza ultima del terreno, espressa in [kN]/m
Qy	Carico verticale al piano di posa, espressa in [kN]/m
FS	Fattore di sicurezza a carico limite

IC	Nc	Nq	Ny	N'c	N'q	N'y	qu	Qu	Qy	FS
1	30.14	18.40	15.07	32.35	19.37	15.07	2.793	58652.41	1155.10	50.78
2	20.42	10.43	6.53	21.92	11.03	6.53	1.392	29239.07	967.11	30.23
3	30.14	18.40	15.07	32.35	19.37	15.07	2.766	58076.98	1556.86	37.30
4	20.42	10.43	6.53	21.92	11.03	6.53	1.379	28948.51	1309.35	22.11
5	30.14	18.40	15.07	32.35	19.37	15.07	2.457	51590.40	1566.99	32.92
6	20.42	10.43	6.53	21.92	11.03	6.53	1.223	25673.51	1317.98	19.48
7	30.14	18.40	15.07	26.13	15.85	11.35	2.170	45579.70	787.00	57.92
8	20.42	10.43	6.53	17.51	9.02	4.92	1.088	22849.54	787.00	29.03

## 11.5 Verifiche idrauliche

Vedi allegati di calcolo.

## **12 ANALISI DIAFRAMMA TIPO, DIAFRAMMA RAMPE, DIAFRAMMA VASCA**

Vedi allegati di calcolo.



## **13 ALLEGATI DI CALCOLO**