



Regione  
Lombardia



Comune di Milano



**AIPO**

Agenzia Interregionale per il fiume Po

Ufficio Periferico di Milano

(MI-E-789)

# VASCA DI LAMINAZIONE DEL FIUME SEVESO IN COMUNE DI SENAGO (MI)

## PROGETTO ESECUTIVO

CUP. B19H12000270002

### PROGETTISTA:



ambiente risorse territorio

strada Pietro Del Prato 15/A 43121 Parma tel. +39 0521 090911 fax +39 0521 090933  
www.artambiente.it info@artambiente.it



via Pomba 23 - 10123 Torino Tel. +39 011 5592811 - Fax +39 011 5620620  
www.hydrodata.it hydrodata@hydrodata.it



Il Progettista - Responsabile di progetto e delle integrazioni e prestazioni specialistiche:

Dott. Ing. Ivo FRESIA



Il Coordinatore per la sicurezza in fase di progettazione:

Dott. Ing. Giuseppe CAMPI

Il Geologo:

Dott. Geol. Marco BERSANO



VISTO: Il Responsabile del procedimento

Dott. Ing. Marco La Veglia

02					
01					
00	EMISSIONE	Dicembre 2018	C. SOLDERA	G. CAMPI	I. FRESIA
rev.	descrizione	data	redatto	verificato	approvato

## DOCUMENTAZIONE TECNICA ELABORATI GENERALI

### RELAZIONE GEOTECNICA

elaborato **01.01.00.08**

## INDICE

<b>1. CONSIDERAZIONI PRELIMINARI .....</b>	<b>1</b>
1.1. PREMESSA.....	1
1.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	1
<b>2. STAZIONE DI SOLLEVAMENTO .....</b>	<b>2</b>
2.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	2
2.2. AZIONI SULLE STRUTTURE .....	3
2.2.1. Azioni Statiche.....	3
2.2.2. Spinta terra.....	3
2.2.3. Azione sismica .....	4
2.3. CONDIZIONI DI CARICO.....	4
2.4. CASI DI CARICO .....	5
2.5. DESCRIZIONE DEL TERRENO .....	6
2.6. DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO .....	6
2.7. VERIFICA FONDAZIONE CIRCOLARE POZZO.....	6
2.7.1. Sollecitazioni al piano di posa .....	7
2.7.2. Capacità portante.....	8
2.8. VERIFICA FONDAZIONE RETTANGOLARE ZONA DI SPINTA TUBI.....	8
2.8.1. Sollecitazioni al piano di posa .....	9
2.8.2. Capacità portante.....	10
2.9. VERIFICA TRAVI DI FONDAZIONE ZONA CAMERA DI PASSAGGIO CANALE DI SCARICO .....	11
2.9.1. T_001.....	11
2.9.1.1. Sollecitazioni al piano di posa .....	12
2.9.1.2. Capacità portante.....	13
2.9.2. T_002.....	13
2.9.2.1. Sollecitazioni al piano di posa .....	14
2.9.2.2. Capacità portante.....	15
2.9.3. T_003.....	15
2.9.3.1. Sollecitazioni al piano di posa .....	16
2.9.3.2. Capacità portante.....	17
2.9.4. T_004.....	17
2.9.4.1. Sollecitazioni al piano di posa .....	18
2.9.4.2. Capacità portante.....	19
<b>3. OPERA DI PRESA DAL C.S.N.O. ....</b>	<b>19</b>
3.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	19
3.2. BLOCCO_01.....	20
3.2.1. AZIONI SULLE STRUTTURE BLOCCO 01 .....	20
3.2.1.1. Azioni Statiche.....	20
3.2.1.2. Spinta terra zona ponte per attraversamento .....	21
3.2.1.3. Spinta terra zone con muro libero in testa .....	21
3.2.1.4. Azione sismica .....	22
3.2.2. CONDIZIONI DI CARICO BLOCCO 01 .....	22
3.2.3. CASI DI CARICO BLOCCO 01.....	23
3.2.4. Descrizione del metodo di calcolo .....	24
3.1. DESCRIZIONE DEL TERRENO .....	24
3.1.1. VERIFICA PLATEA INFERIORE.....	25
3.1.1.1. Sollecitazioni al piano di posa .....	25
3.1.1.2. Capacità portante.....	26
3.1.2. VERIFICA PLATEA SUPERIORE.....	27
3.1.2.1. Sollecitazioni al piano di posa. ....	27
3.1.2.2. Capacità portante.....	28

3.2.	BLOCCO_02.....	28
3.2.1.	AZIONI SULLE STRUTTURE BLOCCO 02 .....	28
3.2.1.1.	Azioni Statiche.....	28
3.2.1.2.	Spinta terra.....	29
3.2.1.3.	Azione sismica .....	29
3.2.2.	CONDIZIONI DI CARICO BLOCCO 02 .....	30
3.2.3.	CASI DI CARICO BLOCCO 02.....	30
3.2.4.	Descrizione del metodo di calcolo .....	31
3.3.	DESCRIZIONE DEL TERRENO .....	31
3.3.1.	VERIFICA PLATEA AREA DI SFIORO .....	32
3.3.1.1.	Sollecitazioni al piano di posa .....	32
3.3.1.2.	Capacità portante.....	33
3.3.2.	VERIFICA PLATEA ZONA TUNNEL .....	34
3.3.2.1.	Sollecitazioni al piano di posa .....	34
3.3.2.2.	Capacità portante.....	35
<b>4.</b>	<b>SALA QUADRI – OSSERVATORIO .....</b>	<b>36</b>
4.1.	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	36
4.2.	AZIONI SULLE STRUTTURE .....	37
4.2.1.	Azioni Statiche.....	37
4.2.2.	Carico vento .....	37
4.2.3.	Azione sismica .....	39
4.3.	CONDIZIONI DI CARICO.....	40
4.4.	CASI DI CARICO .....	41
4.1.	DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO .....	43
4.2.	DESCRIZIONE DEL TERRENO .....	43
4.3.	VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE .....	44
4.3.1.	Sollecitazioni al piano di posa .....	44
4.3.2.	Capacità portante.....	45
4.3.3.	Ribaltamento.....	46
4.3.4.	Scorrimento.....	47
<b>5.</b>	<b>COLLEGAMENTO SCARICO DI FONDO III SETTORE .....</b>	<b>47</b>
5.1.	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	48
5.2.	AZIONI SULLE STRUTTURE .....	48
5.2.1.	Azioni Statiche.....	48
5.2.2.	Spinta terra zona tunnel.....	49
5.2.3.	Spinta terra zone con muro libero in testa .....	49
5.2.4.	Azione sismica .....	50
5.3.	CONDIZIONI DI CARICO.....	51
5.4.	CASI DI CARICO .....	52
5.5.	DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO .....	52
5.6.	DESCRIZIONE DEL TERRENO .....	53
5.7.	VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE .....	53
5.7.1.	Sollecitazioni al piano di posa .....	54
5.7.2.	Capacità portante.....	55
<b>6.</b>	<b>COLLEGAMENTO SCARICO DI FONDO II SETTORE .....</b>	<b>56</b>
6.1.	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	56
6.2.	AZIONI SULLE STRUTTURE .....	57
6.2.1.	Azioni Statiche.....	57
6.2.2.	Spinta terra.....	57
6.2.3.	Azione sismica .....	57
6.3.	CONDIZIONI DI CARICO.....	58

6.4.	CASI DI CARICO .....	58
6.5.	DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO .....	59
6.6.	DESCRIZIONE DEL TERRENO .....	59
6.7.	VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE .....	60
6.7.1.	Sollecitazioni al piano di posa .....	60
6.7.2.	Capacità portante .....	61
<b>7.</b>	<b>PRESA SUL GARBOGERA .....</b>	<b>61</b>
7.1.	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	61
7.2.	AZIONI SULLE STRUTTURE .....	62
7.2.1.	Azioni Statiche .....	62
7.2.2.	Spinta terra su muro h.3 m .....	63
7.2.1.	Spinta terra su muro h.4.5 m .....	63
7.2.2.	Azione sismica .....	64
7.3.	CONDIZIONI DI CARICO .....	64
7.4.	CASI DI CARICO .....	65
7.1.	DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO .....	65
7.2.	DESCRIZIONE DELLA FONDAZIONE .....	66
7.3.	DESCRIZIONE DEL TERRENO .....	66
7.4.	VERIFICA FONDAZIONI PARETE H. 4.50 .....	66
7.4.1.	Sollecitazioni al piano di posa .....	66
7.4.2.	Capacità portante .....	67
7.5.	VERIFICA FONDAZIONI PARETE H. 3.50 SOTTO GARBOGERA .....	68
7.5.1.	Sollecitazioni al piano di posa .....	68
7.5.2.	Capacità portante .....	68
<b>8.</b>	<b>SFIORO TRA I E II SETTORE .....</b>	<b>69</b>
8.1.	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	69
8.2.	AZIONI SULLE STRUTTURE .....	71
8.2.1.	Azioni Statiche .....	71
8.2.2.	Spinta terra su muro a altezza variabile .....	71
8.2.3.	Azione sismica .....	72
8.3.	CASI DI CARICO .....	72
8.4.	VERIFICA FONDAZIONE MURO ALA 01 E MURO D'ALA 02 .....	73
<b>9.</b>	<b>SCARICHI EMERGENZA TRA II E III SETTORE SU C.S.N.O. ....</b>	<b>74</b>
9.1.	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	74
9.2.	-Normativa e modello di calcolo .....	76
9.3.	CARICHI .....	78
9.4.	- CASI DI CARICO .....	78
9.5.	- VERIFICHE GEOTECNICHE .....	78
<b>10.</b>	<b>POZZETTI TIPO SU CANALE DI SCARICO C.S.N.O. ....</b>	<b>79</b>
10.1.	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	79
10.2.	AZIONI SULLE STRUTTURE .....	80
10.2.1.	Azioni Statiche .....	80
10.2.2.	Spinta terra .....	81
10.2.3.	Azione sismica .....	81
10.3.	CONDIZIONI DI CARICO .....	82
10.4.	CASI DI CARICO .....	82
10.1.	DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO .....	83
10.2.	DESCRIZIONE DEL TERRENO .....	83
10.3.	VERIFICA FONDAZIONE TIPOLOGIA (1) .....	84
10.3.1.	Sollecitazioni al piano di posa .....	84
10.3.2.	Capacità portante .....	85

10.4. VERIFICA FONDAZIONE TIPOLOGIA (2).....	85
10.4.1. Sollecitazioni al piano di posa.....	86
10.4.2. Capacità portante .....	86
10.5. VERIFICA FONDAZIONE TIPOLOGIA (3).....	87
10.5.1. Sollecitazioni al piano di posa.....	87
10.5.2. Capacità portante .....	88
<b>11. COLLEGAMENTI SCARICO II SETTORE SU CSNO.....</b>	<b>88</b>
11.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	88
11.2. AZIONI SULLE STRUTTURE .....	89
11.2.1. Azioni Statiche.....	89
11.2.2. Spinta terra zona sbocco su CSNO (h. 5.30 m) .....	90
11.2.3. Spinta terra zona imbocco su II settore (h. 3.70 m) .....	90
11.2.4. Azione sismica.....	91
11.3. CONDIZIONI DI CARICO.....	91
11.4. CASI DI CARICO .....	92
11.5. DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO.....	92
11.6. Descrizione del terreno. ....	93
11.7. VERIFICA FONDAZIONE SBOCCO SU CSNO .....	93
11.7.1. Sollecitazioni al piano di posa.....	93
11.7.2. Capacità portante. ....	94
11.8. VERIFICA FONDAZIONE IMBOCCO II SETTORE .....	95
11.8.1. Sollecitazioni al piano di posa.....	95
11.8.2. Capacità portante. ....	96
<b>12. MANUFATTO INTERCONNESSIONE TRA INVASO E FALDA.....</b>	<b>97</b>
12.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	97
12.2. AZIONI SULLE STRUTTURE .....	97
12.2.1. Azioni Statiche.....	97
12.2.2. Spinta terra .....	97
12.2.3. Azione sismica.....	98
12.3. CONDIZIONI DI CARICO.....	98
12.4. CASI DI CARICO .....	99
12.1. DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO.....	99
12.2. DESCRIZIONE DEL TERRENO. ....	100
12.3. VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE .....	100
12.3.1. Sollecitazioni al piano di posa.....	100
12.3.2. Capacità portante. ....	101
<b>13. CANALE DI ALIMENTAZIONE INVASO I – LATO INVASO.....</b>	<b>102</b>
13.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	102
13.2. AZIONI SULLE STRUTTURE .....	102
13.2.1. Azioni Statiche.....	102
13.2.2. Spinta terra in corrispondenza della trave di collegamento. ....	103
13.2.3. Azione sismica.....	103
13.3. CONDIZIONI DI CARICO.....	104
13.4. CASI DI CARICO .....	104
13.1. Descrizione del metodo di calcolo. ....	105
13.2. Descrizione del terreno. ....	105
13.3. VERIFICA PLATEA .....	105
13.3.1. Sollecitazioni al piano di posa.....	106
13.3.2. Capacità portante. ....	106
<b>14. CANALE DI ALIMENTAZIONE INVASO I – LATO GARBOGERA.....</b>	<b>107</b>
14.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	107

14.2. AZIONI SULLE STRUTTURE .....	108
14.2.1. Azioni Statiche.....	108
14.2.2. Spinta terra in corrispondenza della trave di collegamento. ....	108
14.2.3. Azione sismica.....	109
14.3. CONDIZIONI DI CARICO.....	109
14.4. CASI DI CARICO .....	110
14.1. DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO.....	110
14.2. DESCRIZIONE DELLA FONDAZIONE.....	111
14.3. DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO .....	111
14.4. DESCRIZIONE DEL TERRENO .....	111
14.5. VERIFICA PLATEA .....	112
14.5.1. Sollecitazioni al piano di posa.....	112
14.5.2. Capacità portante .....	113

## **1. CONSIDERAZIONI PRELIMINARI**

### **1.1. PREMESSA**

Il presente documento riguarda le verifiche geotecniche inerenti i manufatti idraulici principali posti all'interno dell'intervento di formazione delle vasche di laminazione in comune di Senago.

In particolare, le opere in progetto avente funzione strutturale che costituiscono il sistema idraulico della vasca di laminazione sul fiume Seveso sono, in estrema sintesi, le seguenti:

- Stazione di sollevamento (denominato "pozzo")
  - o Collegamento "pozzo" con I e II settore
- Opere di presa principale dal CSNO,
- Opere di presa dal T. Garbogera
- Manufatti di collegamento dei canali di scarico
- Manufatto di sfioro tra I e II settore
- Manufatto per scarico emergenza II settore su CSNO
- Manufatto per scarico emergenza III settore su CSNO
- Sala Quadri/Osservatorio
- Pozzetti ispezione canale di scarico su CSNO

I dati relativi alle tipologie di terreno sono stati ricavati dalla relazione Geologica-tecnica (doc. A-4-4) allegata al progetto definitivo.

Si rimanda alle successive Sezioni per la descrizione dettagliata e le verifiche dei manufatti

### **1.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

L'analisi della struttura in oggetto verrà condotta utilizzando i metodi usuali della Scienza delle Costruzioni ed in conformità alle normative e leggi vigenti in Europa:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086, recante norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e da struttura metallica

Legge 2 febbraio 1974 n.64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche

D.M. 14 gennaio 2008 – Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni

Bozza della Circolare Esplicativa "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni" aggiornata al 7 marzo 2008

UNI ENV 1992-1-1 – Eurocodice 2. Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

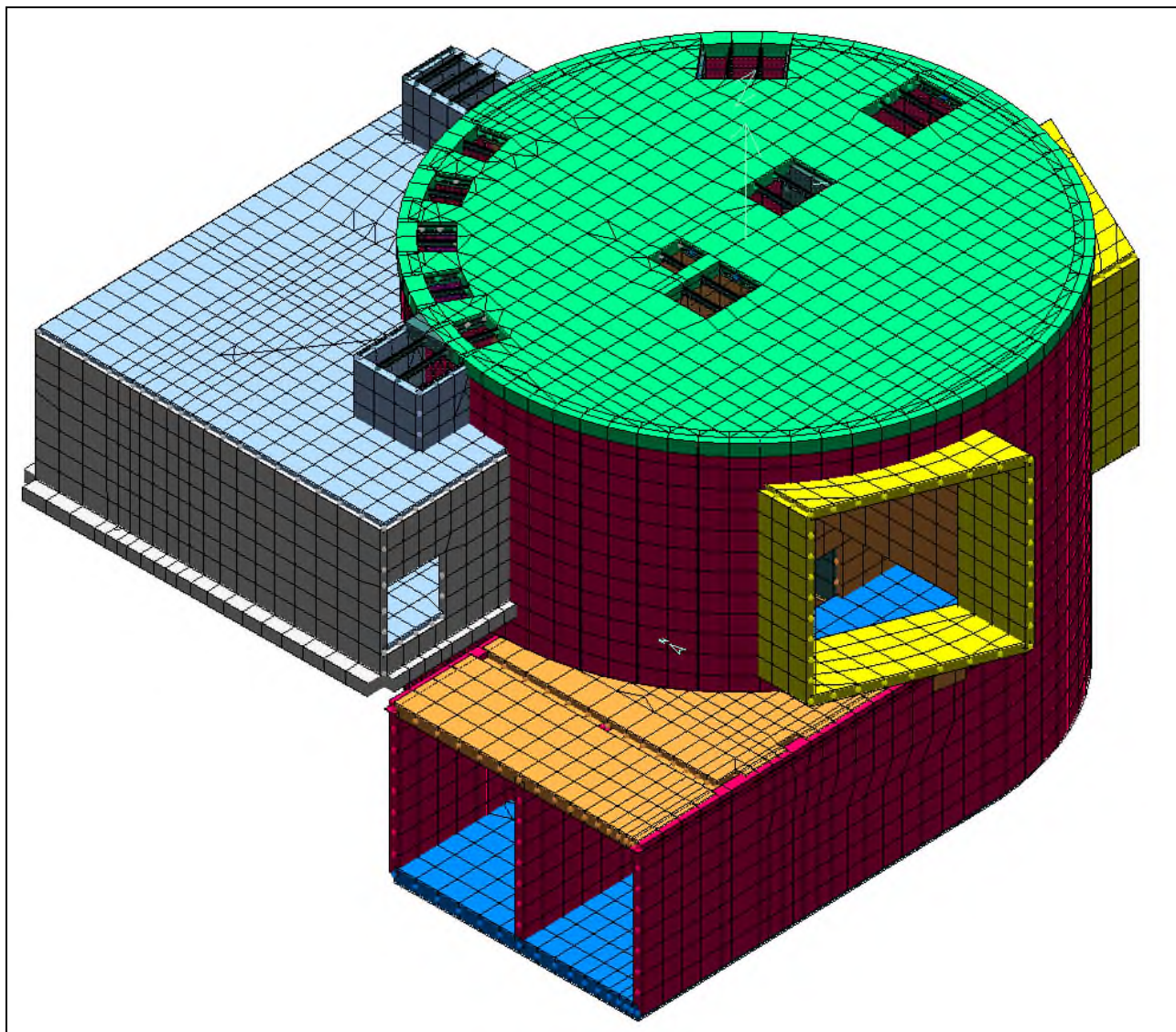
UNI ENV 1993-1-1 – Eurocodice 3. Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

## 2. STAZIONE DI SOLLEVAMENTO

### 2.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La stazione di sollevamento ha una conformazione a pozzo del diametro di 20 m e di profondità circa 19 m ed è costituita da una struttura in cemento armato. Per la realizzazione dell'opera si prevede di eseguire un primo scavo di bancamento sino alla quota di 153.6 m s.m. e introdurre delle paratie per una profondità di 12+0.8 m (140.8 m s.m.).

Si rimanda agli elaborati grafici per ogni riscontro geometrico.





## 2.2. AZIONI SULLE STRUTTURE

### 2.2.1. Azioni Statiche

Di seguito si riportano i carichi considerati per il calcolo strutturale:

Peso proprio del calcestruzzo ordinario	25.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso proprio acciaio	78.50	kN/m <sup>3</sup>
Permanente su soletta di copertura Q.162.20	2.00	kN/m <sup>2</sup>
Permanente terreno su soletta Q.153.60	155.00	kN/m <sup>2</sup>
Permanente terreno su soletta Q.159.80	43.00	kN/m <sup>2</sup>
Permanente su soletta di copertura Q.160.40	33.00	kN/m <sup>2</sup>
Variabile accidentale su solette di copertura Q.162.20 – Q.159.80 – Q.153.60 – Q.160.4	25.00	kN/m <sup>2</sup>
Carico vento e neve non sono stati considerati in quanto non dimensionanti		

### 2.2.2. Spinta terra

Spinte calcolate con coefficiente di spinta a riposo "k0" (utilizzato il k0 "puro"). La spinta è calcolata tramite il coefficiente di spinta a riposo k0 definito dall'utente, la sovrappinta sismica del terreno viene calcolata con la teoria delle spinte su muro rigido di Wood (1973).

- Attrito muro terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza muro terreno /  $c' = 0$
- Attrito terreno terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza terreno terreno /  $c' = 0$

Il calcolo della spinta terra è stato eseguito prendendo in considerazione la stratigrafia indicata nella relazione geologica-tecnica del progetto definitiva.

In particolare si ha:

Livello 1AB fino a -7,0 m dal piano di campagna

Livello 1 C oltre i 7 m

Si è considerato un carico variabile (di manutenzione) pari a 2500 daN/mq per una larghezza di 3 m

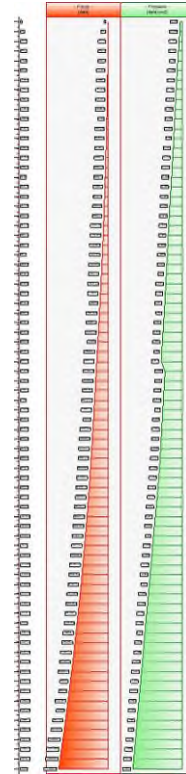
Ne risultano le seguenti pressioni sulle pareti perimetrali che sono state applicate fino alla quota 153.6 (quota della testa dei diaframmi) ad esclusione della fascia in corrispondenza del collegamento dello scarico del II settore. In questa fascia la spinta del terreno è applicata su tutta l'altezza in quanto la paratia viene interrotta dal collegamento stesso.

Elevazione		
quota [cm]	Pressioni [daN/cm <sup>2</sup> ]	Forze [daN]
0	0.066	0
0	0.066	0
-20	0.085	151
-39.9	0.103	338
-59.7	0.121	561
-79.6	0.14	820
-99.5	0.158	1115
-119.3	0.175	1446
-139.2	0.193	1813
-159.1	0.211	2214
-178.9	0.228	2650
-198.8	0.245	3120
-218.7	0.263	3625
-238.6	0.28	4163
-258.4	0.297	4736
-278.3	0.314	5343
-298.2	0.331	5983
-318	0.348	6658
-337.9	0.365	7366
-357.8	0.382	8108
-377.6	0.399	8884

Elevazione		
quota [cm]	Pressioni [daN/cm <sup>2</sup> ]	Forze [daN]
-397.5	0.416	9694
-417.4	0.433	10538
-437.2	0.451	11416
-457.1	0.468	12328
-477	0.485	13275
-496.8	0.502	14256
-516.7	0.52	15271
-536.6	0.537	16321
-556.4	0.555	17406
-576.3	0.572	18525
-596.2	0.59	19679
-616.1	0.607	20868
-635.9	0.625	22091
-655.8	0.642	23350
-675.7	0.66	24644
-695.5	0.678	25972
-715.4	0.565	27207
-735.3	0.582	28347
-755.1	0.598	29518
-775	0.614	30722
-794.9	0.63	31957

Elevazione		
quota [cm]	Pressioni [daN/cm <sup>2</sup> ]	Forze [daN]
-814.7	0.646	33225
-834.6	0.662	34525
-854.5	0.679	35857
-874.3	0.695	37221
-894.2	0.711	38618
-914.1	0.735	40054
-933.9	0.763	41543
-953.8	0.791	43087
-973.7	0.819	44687
-993.6	0.847	46341
-1013.4	0.875	48051
-1033.3	0.902	49817
-1053.2	0.93	51637
-1073	0.958	53513
-1092.9	0.986	55445
-1112.8	1.014	57432
-1132.6	1.042	59474
-1152.5	1.07	61572
-1172.4	1.098	63725
-1192.2	1.126	65934
-1212.1	1.154	68199
-1232	1.182	70519
-1251.8	1.21	72894
-1271.7	1.238	75325
-1291.6	1.266	77812
-1311.4	1.293	80354
-1331.3	1.321	82952
-1351.2	1.349	85605
-1371.1	1.377	88314
-1390.9	1.405	91079
-1410.8	1.433	93899
-1430.7	1.461	96775
-1450.5	1.49	99706
-1470.4	1.518	102694

Elevazione		
quota [cm]	Pressioni [daN/cm <sup>2</sup> ]	Forze [daN]
-1490.3	1.546	105737
-1510.1	1.574	108835
-1530	1.602	111990



### 2.2.3. Azione sismica

Essendo la struttura interamente interrata non è stata eseguita un'analisi sismica globale della struttura ma si è considerato un incremento della spinta terra dovuto al sisma

Di seguito i parametri utilizzati:

- località = Senago [45.58330000,9.11670000]
- vita nominale = 100 anni
- classe d'uso = IV
- SLU = SLV
- categoria di sottosuolo = cat C
- categoria topografica = categoria T1
- $a_g = 0.618 \text{ m/s}^2$
- $F_0 = 2.7759$
- $\beta = 1$
- >  $k_h = 0.0945$
- >  $k_v = 0.0472$

L'incremento è stato valutato pari a  $0.290 \text{ daN/cm}^2$  ed è stato applicato sulle pareti perimetrali.

### 2.3. CONDIZIONI DI CARICO

- Nome
- 1 Peso\_proprio\_\_\_\_\_ N. carichi: 5175  
Lista carichi: 199-343, 7461-12490
  - 2 peso\_proprio\_fondaz N. carichi: 977  
Lista carichi: 344-416, 12491-13394

- 3 permanente N. carichi: 2061  
Lista carichi: 1-99, 417-2378
- 4 variabile\_copertura N. carichi: 1275  
Lista carichi: 100-198, 2379-3554
- 5 spinta\_terra N. carichi: 1221  
Lista carichi: 3555-4775
- 6 spinta\_acqua\_intern N. carichi: 1473  
Lista carichi: 4776-6248
- 7 sisma\_x N. carichi: 589  
Lista carichi: 6249-6837
- 8 sisma\_y N. carichi: 623  
Lista carichi: 6838-7460

RISULTANTI DEI CARICHI (punto di applicazione nell'origine degli assi):

cond.	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	0.000000E+00	0.000000E+00	-2.834579E+06	-2.766211E+08	-6.076677E+08	0.000000E+00
2	0.000000E+00	0.000000E+00	-6.993132E+05	-1.121903E+06	-2.101650E+08	0.000000E+00
3	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.781857E+06	3.352285E+07	-1.589836E+09	0.000000E+00
4	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.406563E+06	-2.346994E+08	-4.962873E+08	0.000000E+00
5	1.473157E+04	-6.626673E+05	6.214000E-01	-4.625010E+08	7.479837E+07	-6.219920E+07
6	1.898113E+05	1.154313E+06	-3.321183E+06	2.121035E+09	-9.492581E+08	-1.613435E+07
7	2.114146E+05	-3.140926E+04	2.350000E-02	-1.823427E+07	-1.017283E+08	-7.251357E+07
8	-6.387922E+04	-1.921618E+05	1.409200E+00	-9.932454E+07	3.041496E+07	7.252428E+07

## 2.4. CASI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU SENZA SISMA	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.300	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	+		
				5	1.300	+		
				6	1.500	+		
2	SISMAX SLU	nessuna	somma	7	1.000	+		
3	SISMAY SLU	nessuna	somma	8	1.000	+		
4	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	2	1.000
				2	1.000	+	3	0.300
				3	1.000	+		
				5	1.000	+		
5	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	3	1.000
				2	1.000	+	2	0.300
				3	1.000	+		
				5	1.000	+		
6	SLU FON con SISMAX P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	2	1.100
				2	1.000	+	3	0.330
				3	1.000	+		
				5	1.000	+		
7	SLU FON con SISMAY P	SLU_FON	somma	1	1.000	+	3	1.100
				2	1.000	+	2	0.330
				3	1.000	+		
				5	1.000	+		
8	SLUGeo	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.300	+		
				4	1.300	+		
				5	1.000	+		
				6	1.300	+		
9	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	1.000	+		
				6	1.000	+		
10	Frequente	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				5	1.000	+		
11	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				5	1.000	+		

Segue il riassunto dei Casi di calcolo analizzati. I dettagli di ciascun Caso (sollecitazioni, verifiche, ecc.) sono specificati nei paragrafi successivi.

Indici e nomi dei casi di carico		
Caso	Nome	Sestetti
1	SLU SENZA SISMA (SLU Appr.1 Comb.1)	1-1
2	SLU con SISMAX PRINC (SLU Appr.1 Comb.1)	2-1
3	SLU con SISMAX PRINC (SLU Appr.1 Comb.1)	3-1
4	SLU FON con SISMAX P (SLU Appr.1 Comb.1)	4-1
5	SLU FON con SISMAX P (SLU Appr.1 Comb.1)	5-1
6	SLUGeo (SLU Appr.1 Comb.2)	6-1

La seguente tabella elenca i coefficienti di sicurezza parziali, applicati alle caratteristiche meccaniche del terreno, alla capacità portante, alla resistenza a scorrimento e del terreno, per ciascun Caso di calcolo.

Caso	$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{G1,sfa}$	$\gamma_{G2,fav}$	$\gamma_{G2,sfa}$	$\gamma_{Q1,fav}$	$\gamma_{Q1,sfa}$	$\gamma_{\gamma}$	$\gamma_{\phi}$	$\gamma_{c'}$	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	$\gamma_{R,eq}$	$\gamma_{R,upl}$
1	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
2	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
3	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
4	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
5	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
6	1.00	1.00	0.00	1.30	0.00	1.30	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10	1.00	-	-

## 2.5. DESCRIZIONE DEL TERRENO

La stratigrafia è eterogenea, presenta 2 strati							
n.	nome	$z_i$ [cm]	$z_f$ [cm]	$\gamma_d$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$\gamma_t$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\phi'$ [°]
1	livello 1AB	0	-700	0.00185	0.002	0	28
2	Sabbia	-700	-3500	0.00195	0.00215	0	35
La stratigrafia contiene una falda							
n.	$z_i$ [cm]		$z_f$ [cm]	$\gamma_w$ [daN/cm <sup>3</sup> ]			
1	-1200		-3500	0.00098			

## 2.6. DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno.

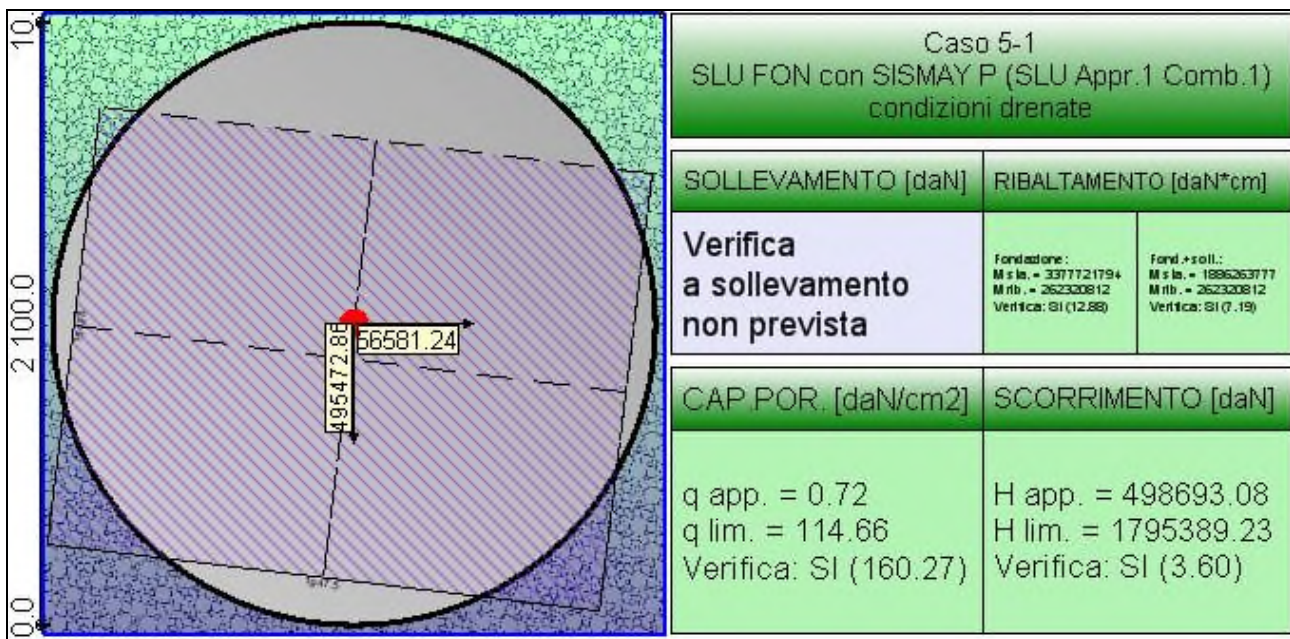
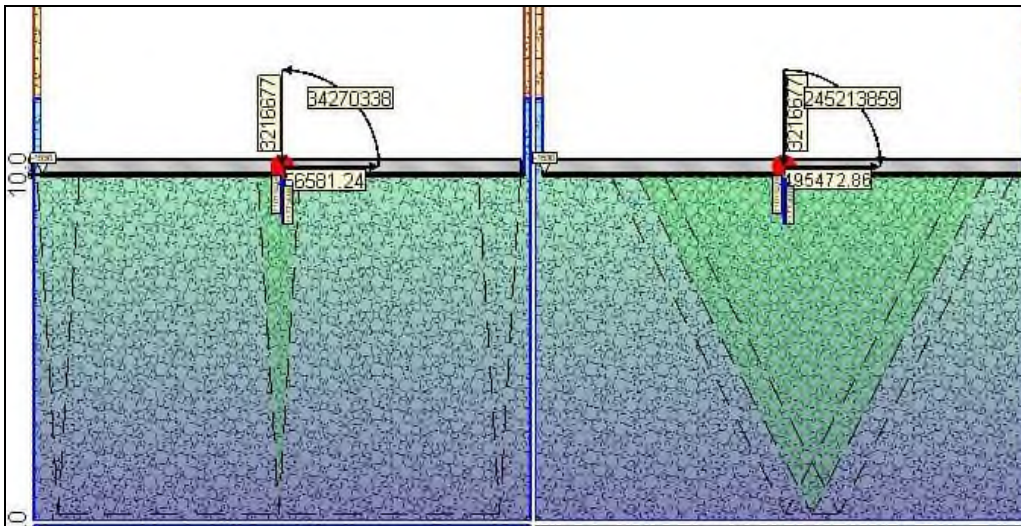
Per le verifiche in condizioni drenate, si utilizzano i coefficienti di capacità portante  $N_q$  (Prandtl, 1921),  $N_c$  (Reissner, 1924),  $N_{\gamma}$  (Vesic, 1973), i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione ( $s$ , Meyerhof, 1951 e 1963), all'approfondimento ( $d$ , Brinch Hansen, 1970), all'inclinazione del carico ( $i$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano di posa ( $b$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano campagna ( $g$ , Vesic, 1973).

Nel caso di terreno eterogeneo (litologie differenti, presenza di falda), i parametri meccanici utilizzati nel calcolo sono ottenuti come media ponderata dei valori rinvenuti all'interno del cuneo di rottura.

La resistenza a scorrimento, viene ottenuta sommando i contributi del carico normale al piano di posa moltiplicato per il coefficiente d'attrito, e dell'area del piano di posa (eventualmente ridotta per carico verticale eccentrico) per l'adesione fondazione-terreno. In condizioni drenate, l'attrito fondazione terreno è assunto pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno moltiplicato per il coefficiente 0.75, l'adesione fondazione terreno è trascurata (assunta pari a 0). Si considera il contributo della pressione del terreno a lato della fondazione. La resistenza laterale del terreno è assunta pari alla resistenza passiva disponibile moltiplicata per 0.50.

## 2.7. VERIFICA FONDAZIONE CIRCOLARE POZZO

La fondazione ha piano di posa circolare, con raggio di 1060 [cm], e centro alla quota  $z = -1540$  [cm]. Il piano di posa è orizzontale.



### 2.7.1. Sollecitazioni al piano di posa

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	275692.71	746440.91	-8405060	948184175	-23231750	0	0	40
2-1	95590.45	-443534.91	-2203336	198976799	-53837	0	0	40
3-1	58284.62	-485787.94	-2149419	236533139	-34332811	0	0	40
4-1	97617.65	-448994.53	-2208739	203892378	3439809	0	0	40
5-1	56581.24	-495472.86	-2149449	245213859	-34270338	0	0	40
6-1	274362.05	694848.71	-6802146.76	799642380	-39000599	0	0	40
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	Hx [daN]	Hy [daN]	Vz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	275692.71	746440.91	-8405060	918326539	-12204042	-	-	-
2-1	95590.45	-443534.91	-2203336	216718195	3769781	-	-	-
3-1	58284.62	-485787.94	-2149419	255964657	-32001426	-	-	-
4-1	97617.65	-448994.53	-2208739	221852159	7344515	-	-	-
5-1	56581.24	-495472.86	-2149449	265032773	-32007088	-	-	-
6-1	274362.05	694848.71	-6802146.76	771848432	-28026117	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità (max = 96.79 [cm]), perciò le verifiche vengono ese-

guite sulla fondazione ridotta rettangolare equivalente.

Caso	ecc.[cm]	Asse B	Asse L
1-1	109.27	(-0.01, -1)	(1, -0.01)
2-1	98.37	(0.02, -1)	(1, 0.02)
3-1	120.01	(-0.12, -0.99)	(0.99, -0.12)
4-1	100.5	(0.03, -1)	(1, 0.03)
5-1	124.2	(-0.12, -0.99)	(0.99, -0.12)
6-1	113.55	(-0.04, -1)	(1, -0.04)

### 2.7.2. Capacità portante

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_\phi$	$\gamma_\gamma$	$\varphi$ [°]	$\gamma'$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$N_\gamma$	$s_\gamma$	$d_\gamma$	$i_{b\gamma}$	$i_{l\gamma}$	$b_\gamma$	$g_\gamma$	$q'^{lim,\gamma}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
1-1	1.00	1.00	35	0.00117	48.03	1.30	1.00	0.79	0.92	1.00	1.00	41.71
2-1	1.00	1.00	35	0.00117	48.03	1.30	1.00	0.56	0.91	1.00	1.00	29.65
3-1	1.00	1.00	35	0.00117	48.03	1.29	1.00	0.53	0.87	1.00	1.00	25.92
4-1	1.00	1.00	35	0.00117	48.03	1.30	1.00	0.56	0.91	1.00	1.00	29.49
5-1	1.00	1.00	35	0.00117	48.03	1.29	1.00	0.52	0.87	1.00	1.00	25.42
6-1	1.25	1.00	29.3	0.00117	20.08	1.23	1.00	0.76	0.91	1.00	1.00	15.63
Caso	$\gamma_{c'}$	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_c$	$s_c$	$d_c$	$i_{bc}$	$i_{lc}$	$b_c$	$g_c$	$q'^{lim,c}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]		
1-1	1.00	0	46.12	1.60	1.26	0.86	0.95	1.00	1.00	0		
2-1	1.00	0	46.12	1.60	1.25	0.70	0.94	1.00	1.00	0		
3-1	1.00	0	46.12	1.59	1.26	0.67	0.92	1.00	1.00	0		
4-1	1.00	0	46.12	1.60	1.25	0.69	0.94	1.00	1.00	0		
5-1	1.00	0	46.12	1.58	1.26	0.66	0.92	1.00	1.00	0		
6-1	1.25	0	28.42	1.47	1.31	0.83	0.94	1.00	1.00	0		
Caso	$q'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_q$	$s_q$	$d_q$	$i_{bq}$	$i_{lq}$	$b_q$	$g_q$	$q'^{lim,q}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]			
1-1	2.67	33.30	1.30	1.25	0.86	0.95	1.00	1.00	118.86			
2-1	2.67	33.30	1.30	1.25	0.70	0.94	1.00	1.00	95.68			
3-1	2.67	33.30	1.29	1.25	0.68	0.92	1.00	1.00	89.96			
4-1	2.67	33.30	1.30	1.25	0.70	0.95	1.00	1.00	95.53			
5-1	2.67	33.30	1.29	1.25	0.67	0.92	1.00	1.00	89.24			
6-1	2.67	16.92	1.23	1.29	0.84	0.95	1.00	1.00	57.35			

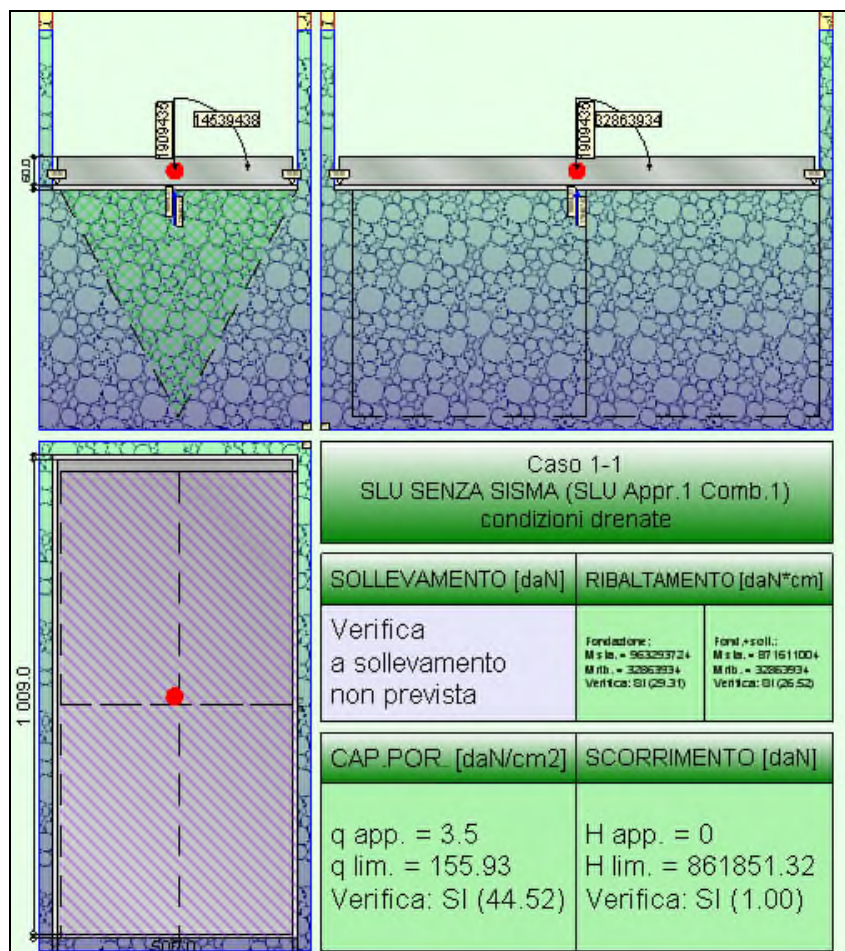
Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,\gamma}$	$q'_{lim}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$A$ [cm <sup>2</sup> ]	$R_d$ [daN]	$E_d$ [daN]	Verifica
1-1	1.00	160.57	3067417.23	492533775.8	8405060	SI (492533775.8/8405060 = 58.60 >= 1.0)
2-1	1.00	125.33	3113387.26	390194682.7	2203336	SI (390194682.7/2203336 = 177.09 >= 1.0)
3-1	1.00	115.88	3022129.33	350209852.2	2149419	SI (350209852.2/2149419 = 162.93 >= 1.0)
4-1	1.00	125.01	3104421.52	388095671.7	2208739	SI (388095671.7/2208739 = 175.71 >= 1.0)
5-1	1.00	114.66	3004499.01	344486076.3	2149449	SI (344486076.3/2149449 = 160.27 >= 1.0)
6-1	1.80	41.73	3049380.43	127248704	6802146.8	SI (127248704/6802146.8 = 18.71 >= 1.0)

### 2.8. VERIFICA FONDAZIONE RETTANGOLARE ZONA DI SPINTA TUBI

La fondazione ha piano di posa rettangolare, con lato X di 520 [cm], lato Y di 1028.98 [cm], e centro alla quota z = -1540 [cm]. Il piano di posa è orizzontale.





### 2.8.1. Sollecitazioni al piano di posa

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	0	-1747661.59	32863934	14539438	0	0	40
2-1	0	0	-716559.59	21820692	1775817	0	0	40
3-1	0	0	-757091.59	22879418	848461	0	0	40
4-1	0	0	-713511.59	21778431	2000264	0	0	40
5-1	0	0	-758096.59	22943030	980173	0	0	40
6-1	0	0	-1442753.07	29306442	11418320	0	0	40
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	Hx [daN]	Hy [daN]	Vz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	0	-1747661.59	32863934	14539438	-	-	-
2-1	0	0	-716559.59	21820692	1775817	-	-	-
3-1	0	0	-757091.59	22879418	848461	-	-	-
4-1	0	0	-713511.59	21778431	2000264	-	-	-
5-1	0	0	-758096.59	22943030	980173	-	-	-
6-1	0	0	-1442753.07	29306442	11418320	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo X (max = 8.32 [cm]) e lungo Y (max = 30.52 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	8.32	18.8	asse X	asse Y
2-1	2.48	30.45	asse X	asse Y
3-1	1.12	30.22	asse X	asse Y
4-1	2.8	30.52	asse X	asse Y
5-1	1.29	30.26	asse X	asse Y
6-1	7.91	20.31	asse X	asse Y

### 2.8.2. Capacità portante

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

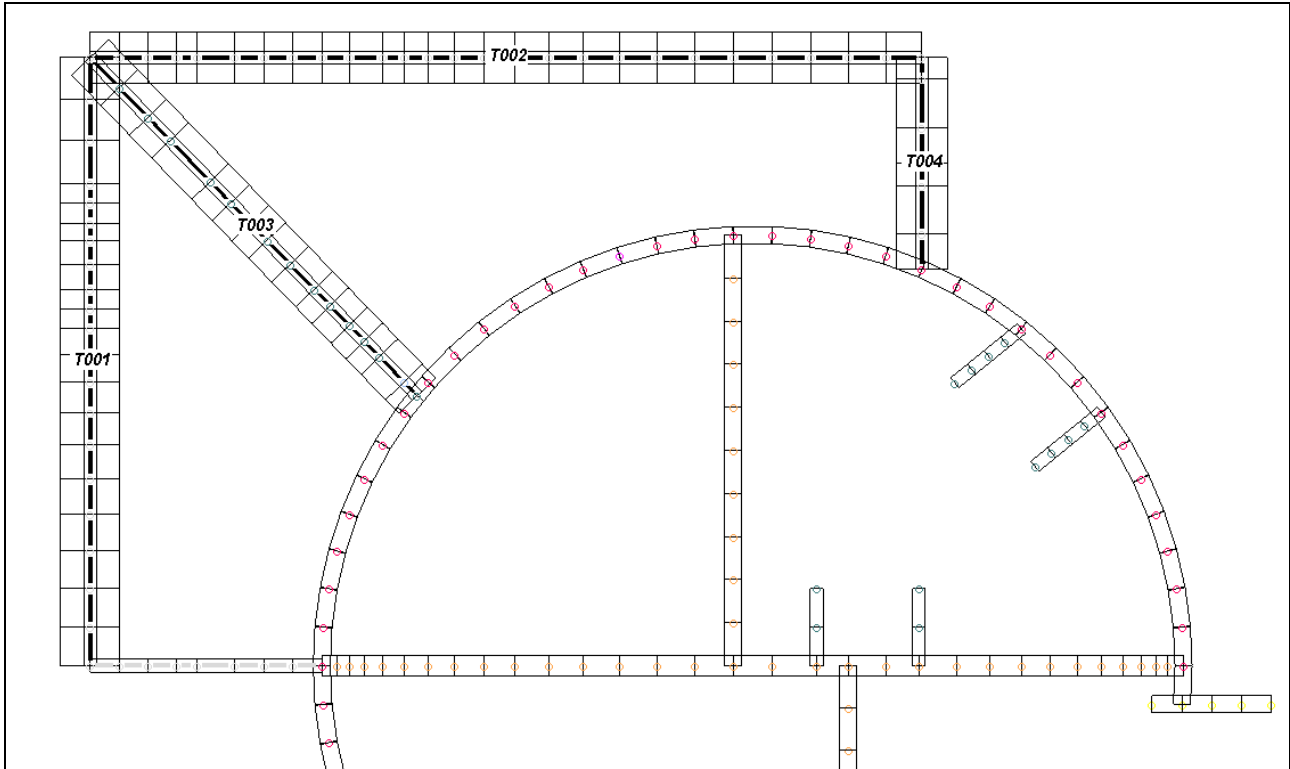
Caso	$\gamma_\phi$	$\gamma_\gamma$	$\phi$ [°]	$\gamma'$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$N_\gamma$	$S_\gamma$	$d_\gamma$	$i_{b\gamma}$	$i_{l\gamma}$	$b_\gamma$	$g_\gamma$	$q'^{lim,\gamma}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
1-1	1.00	1.00	35	0.00117	48.03	1.19	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	16.78
2-1	1.00	1.00	35	0.00117	48.03	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	17.3
3-1	1.00	1.00	35	0.00117	48.03	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	17.4
4-1	1.00	1.00	35	0.00117	48.03	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	17.27
5-1	1.00	1.00	35	0.00117	48.03	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	17.39
6-1	1.25	1.00	29.3	0.00117	20.08	1.15	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	6.8
Caso	$\gamma_{c'}$	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_c$	$S_c$	$d_c$	$i_{bc}$	$i_{lc}$	$b_c$	$g_c$	$q'^{lim,c}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]		
1-1	1.00	0	46.12	1.37	1.33	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
2-1	1.00	0	46.12	1.39	1.33	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
3-1	1.00	0	46.12	1.39	1.33	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
4-1	1.00	0	46.12	1.39	1.33	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
5-1	1.00	0	46.12	1.39	1.33	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
6-1	1.25	0	28.42	1.30	1.39	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
Caso	$q'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_q$	$S_q$	$d_q$	$i_{bq}$	$i_{lq}$	$b_q$	$g_q$	$q'^{lim,q}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]			
1-1	2.67	33.30	1.19	1.32	1.00	1.00	1.00	1.00	139.16			
2-1	2.67	33.30	1.20	1.32	1.00	1.00	1.00	1.00	140.02			
3-1	2.67	33.30	1.20	1.32	1.00	1.00	1.00	1.00	140.09			
4-1	2.67	33.30	1.20	1.32	1.00	1.00	1.00	1.00	140.01			
5-1	2.67	33.30	1.20	1.32	1.00	1.00	1.00	1.00	140.08			
6-1	2.67	16.92	1.15	1.37	1.00	1.00	1.00	1.00	70.88			

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,\gamma}$	$q'_{lim}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$A$ [cm <sup>2</sup> ]	$R_d$ [daN]	$E_d$ [daN]	Verifica
1-1	1.00	155.93	499019.25	77814326.3	1747661.6	SI (77814326.3/1747661.6 = 44.52 >= 1.0)
2-1	1.00	157.32	498602.76	78439565.7	716559.6	SI (78439565.7/716559.6 = 109.47 >= 1.0)
3-1	1.00	157.49	501471.34	78977108.9	757091.6	SI (78977108.9/757091.6 = 104.32 >= 1.0)
4-1	1.00	157.28	497900.31	78308951.4	713511.6	SI (78308951.4/713511.6 = 109.75 >= 1.0)
5-1	1.00	157.47	501092.3	78906862.6	758096.6	SI (78906862.6/758096.6 = 104.09 >= 1.0)
6-1	1.80	44.34	498301.55	22095277.3	1442753.1	SI (22095277.3/1442753.1 = 15.31 >= 1.0)



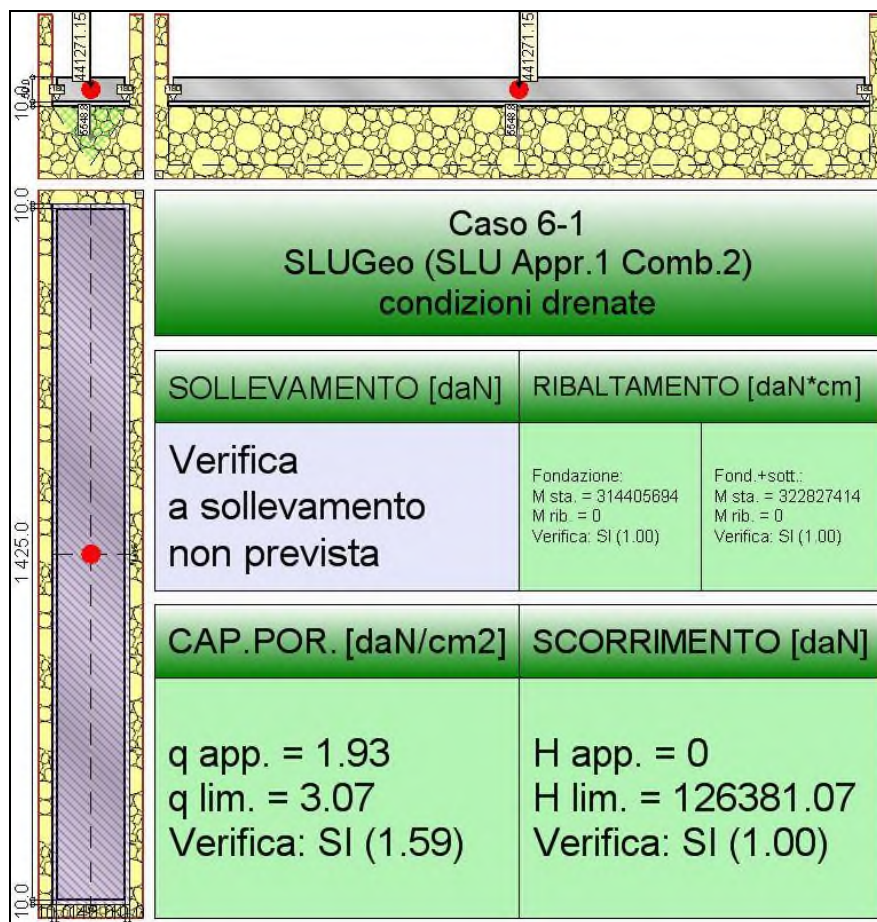
## 2.9. VERIFICA TRAVI DI FONDAZIONE ZONA CAMERA DI PASSAGGIO CANALE DI SCARICO



### 2.9.1. T\_001

La fondazione ha piano di posa rettangolare, con lato X di 140 [cm], lato Y di 1445 [cm], e centro alla quota  $z = -190$  [cm]. Il piano di posa è orizzontale.

Il magrone di sottofondazione si considera di 10 cm di altezza e di fuoriuscita laterale



### 2.9.1.1. Sollecitazioni al piano di posa

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	0	-532492.74	0	0	0	0	35
2-1	0	0	-219864.22	0	0	0	0	35
3-1	0	0	-225505.21	0	0	0	0	35
4-1	0	0	-219584.06	0	0	0	0	35
5-1	0	0	-225900.71	0	0	0	0	35
6-1	0	0	-446819.95	0	0	0	0	35
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	Hx [daN]	Hy [daN]	Vz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	0	-532492.74	0	0	-	-	-
2-1	0	0	-219864.22	0	0	-	-	-
3-1	0	0	-225505.21	0	0	-	-	-
4-1	0	0	-219584.06	0	0	-	-	-
5-1	0	0	-225900.71	0	0	-	-	-
6-1	0	0	-446819.95	0	0	-	-	-

Le sollecitazioni applicate non provocano eccentricità, perciò la fondazione non viene ridotta per le verifiche, ma si adotta un'impronta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	0	0	asse X	asse Y
2-1	0	0	asse X	asse Y
3-1	0	0	asse X	asse Y
4-1	0	0	asse X	asse Y
5-1	0	0	asse X	asse Y
6-1	0	0	asse X	asse Y

**2.9.1.2. Capacità portante**

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	$\gamma_\phi$	$\gamma_\gamma$	$\varphi$ [°]	$\gamma'$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$N_\gamma$	$s_\gamma$	$d_\gamma$	$i_{b\gamma}$	$i_{l\gamma}$	$b_\gamma$	$g_\gamma$	$q'_{lim,\gamma}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
1-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.55
2-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.55
3-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.55
4-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.55
5-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.55
6-1	1.25	1.00	23	0.00185	8.25	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.25
Caso	$\gamma_{c'}$	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_c$	$s_c$	$d_c$	$i_{bc}$	$i_{lc}$	$b_c$	$g_c$	$q'_{lim,c}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]		
1-1	1.00	0	25.80	1.06	1.32	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
2-1	1.00	0	25.80	1.06	1.32	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
3-1	1.00	0	25.80	1.06	1.32	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
4-1	1.00	0	25.80	1.06	1.32	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
5-1	1.00	0	25.80	1.06	1.32	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
6-1	1.25	0	18.10	1.05	1.36	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
Caso	$q'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_q$	$s_q$	$d_q$	$i_{bq}$	$i_{lq}$	$b_q$	$g_q$	$q'_{lim,q}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]			
1-1	0.3	14.72	1.03	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	5.83			
2-1	0.3	14.72	1.03	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	5.83			
3-1	0.3	14.72	1.03	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	5.83			
4-1	0.3	14.72	1.03	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	5.83			
5-1	0.3	14.72	1.03	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	5.83			
6-1	0.3	8.70	1.03	1.32	1.00	1.00	1.00	1.00	3.47			

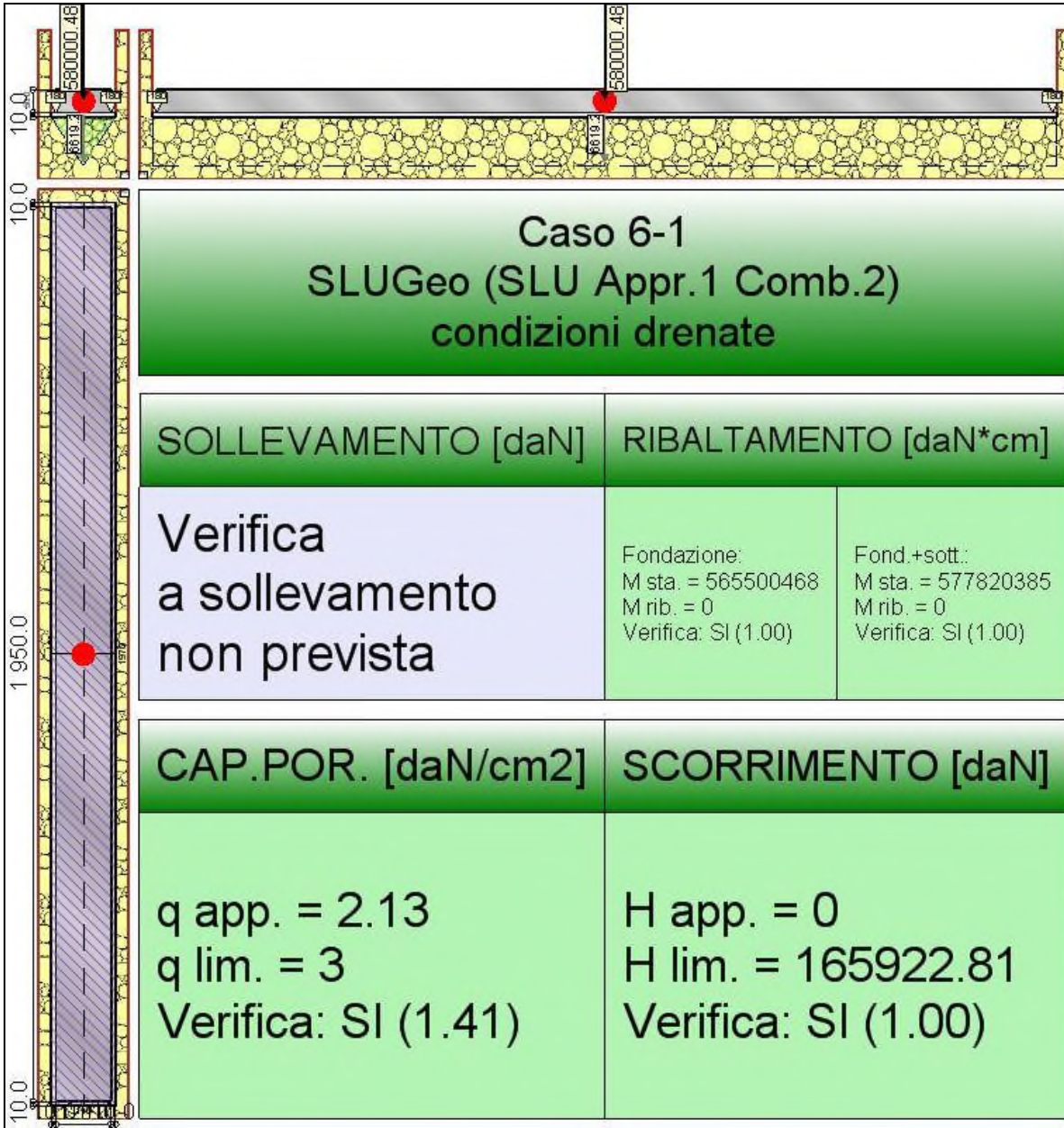
Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,v}$	$q'_{lim}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$A$ [cm <sup>2</sup> ]	$R_d$ [daN]	$E_d$ [daN]	Verifica
1-1	1.00	8.38	231200	1938565.4	532492.7	SI (1938565.4/532492.7 = 3.64 >= 1.0)
2-1	1.00	8.38	231200	1938565.4	219864.2	SI (1938565.4/219864.2 = 8.82 >= 1.0)
3-1	1.00	8.38	231200	1938565.4	225505.2	SI (1938565.4/225505.2 = 8.60 >= 1.0)
4-1	1.00	8.38	231200	1938565.4	219584.1	SI (1938565.4/219584.1 = 8.83 >= 1.0)
5-1	1.00	8.38	231200	1938565.4	225900.7	SI (1938565.4/225900.7 = 8.58 >= 1.0)
6-1	1.80	2.76	231200	637245.8	446819.9	SI (637245.8/446819.9 = 1.43 >= 1.0)

**2.9.2. T\_002**

La fondazione ha piano di posa rettangolare, con lato X di 120 [cm], lato Y di 1970 [cm], e centro alla quota  $z = -190$  [cm]. Il piano di posa è orizzontale.

Il magrone di sottofondazione si considera di 10 cm di altezza e di fuoriuscita laterale



#### 2.9.2.1. Sollecitazioni al piano di posa

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	0	-697489.44	0	0	0	0	35
2-1	0	0	-266706.49	0	0	0	0	35
3-1	0	0	-269972.21	0	0	0	0	35
4-1	0	0	-265592.88	0	0	0	0	35
5-1	0	0	-269185.17	0	0	0	0	35
6-1	0	0	-586619.68	0	0	0	0	35
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	Hx [daN]	Hy [daN]	Vz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	0	-697489.44	0	0	-	-	-
2-1	0	0	-266706.49	0	0	-	-	-
3-1	0	0	-269972.21	0	0	-	-	-
4-1	0	0	-265592.88	0	0	-	-	-
5-1	0	0	-269185.17	0	0	-	-	-
6-1	0	0	-586619.68	0	0	-	-	-

Le sollecitazioni applicate non provocano eccentricità, perciò la fondazione non viene ridotta per le verifiche, ma si adotta un'impronta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	0	0	asse X	asse Y
2-1	0	0	asse X	asse Y
3-1	0	0	asse X	asse Y
4-1	0	0	asse X	asse Y
5-1	0	0	asse X	asse Y
6-1	0	0	asse X	asse Y

### 2.9.2.2. Capacità portante

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	$\gamma_\phi$	$\gamma_\gamma$	$\varphi$ [°]	$\gamma'$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$N_\gamma$	$s_\gamma$	$d_\gamma$	$i_{b\gamma}$	$i_{l\gamma}$	$b_\gamma$	$g_\gamma$	$q'^{lim,\gamma}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
1-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.21
2-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.21
3-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.21
4-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.21
5-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.21
6-1	1.25	1.00	23	0.00185	8.25	1.02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.09
Caso	$\gamma_{c'}$	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_c$	$s_c$	$d_c$	$i_{bc}$	$i_{lc}$	$b_c$	$g_c$	$q'^{lim,c}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]		
1-1	1.00	0	25.80	1.04	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
2-1	1.00	0	25.80	1.04	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
3-1	1.00	0	25.80	1.04	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
4-1	1.00	0	25.80	1.04	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
5-1	1.00	0	25.80	1.04	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
6-1	1.25	0	18.10	1.03	1.33	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
Caso	$q'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_q$	$s_q$	$d_q$	$i_{bq}$	$i_{lq}$	$b_q$	$g_q$	$q'^{lim,q}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]			
1-1	0.35	14.72	1.02	1.28	1.00	1.00	1.00	1.00	6.75			
2-1	0.35	14.72	1.02	1.28	1.00	1.00	1.00	1.00	6.75			
3-1	0.35	14.72	1.02	1.28	1.00	1.00	1.00	1.00	6.75			
4-1	0.35	14.72	1.02	1.28	1.00	1.00	1.00	1.00	6.75			
5-1	0.35	14.72	1.02	1.28	1.00	1.00	1.00	1.00	6.75			
6-1	0.35	8.70	1.02	1.29	1.00	1.00	1.00	1.00	4.02			

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,v}$	$q'_{lim}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	R <sub>d</sub> [daN]	E <sub>d</sub> [daN]	Verifica
1-1	1.00	8.96	275800	2471450.2	697489.4	SI (2471450.2/697489.4 = 3.54 >= 1.0)
2-1	1.00	8.96	275800	2471450.2	266706.5	SI (2471450.2/266706.5 = 9.27 >= 1.0)
3-1	1.00	8.96	275800	2471450.2	269972.2	SI (2471450.2/269972.2 = 9.15 >= 1.0)
4-1	1.00	8.96	275800	2471450.2	265592.9	SI (2471450.2/265592.9 = 9.31 >= 1.0)
5-1	1.00	8.96	275800	2471450.2	269185.2	SI (2471450.2/269185.2 = 9.18 >= 1.0)
6-1	1.80	3	275800	826040.6	586619.7	SI (826040.6/586619.7 = 1.41 >= 1.0)

### 2.9.3. T\_003

La fondazione ha piano di posa rettangolare, con lato X di 120 [cm], lato Y di 1122.82 [cm], e centro alla quota z = -190 [cm]. Il piano di posa è orizzontale.

Il magrone di sottofondazione si considera di 10 cm di altezza e di fuoriuscita laterale





### 2.9.3.1. Sollecitazioni al piano di posa

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	0	-400878.88	0	0	0	0	35
2-1	0	0	-146080.4	0	0	0	0	35
3-1	0	0	-143792.3	0	0	0	0	35
4-1	0	0	-145663.84	0	0	0	0	35
5-1	0	0	-143146.92	0	0	0	0	35
6-1	0	0	-338076.44	0	0	0	0	35
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	Hx [daN]	Hy [daN]	Vz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	0	-400878.88	0	0	-	-	-
2-1	0	0	-146080.4	0	0	-	-	-
3-1	0	0	-143792.3	0	0	-	-	-
4-1	0	0	-145663.84	0	0	-	-	-
5-1	0	0	-143146.92	0	0	-	-	-
6-1	0	0	-338076.44	0	0	-	-	-

Le sollecitazioni applicate non provocano eccentricità, perciò la fondazione non viene ridotta per le verifiche, ma si adotta un'impronta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	0	0	asse X	asse Y
2-1	0	0	asse X	asse Y
3-1	0	0	asse X	asse Y
4-1	0	0	asse X	asse Y
5-1	0	0	asse X	asse Y
6-1	0	0	asse X	asse Y

### 2.9.3.2. Capacità portante

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	$\gamma_\phi$	$\gamma_\gamma$	$\varphi$ [°]	$\gamma'$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$N_\gamma$	$s_\gamma$	$d_\gamma$	$i_{b\gamma}$	$i_{l\gamma}$	$b_\gamma$	$g_\gamma$	$q'_{lim,\gamma}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
1-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.24
2-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.24
3-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.24
4-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.24
5-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.24
6-1	1.25	1.00	23	0.00185	8.25	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.1
Caso	$\gamma_{c'}$	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_c$	$s_c$	$d_c$	$i_{bc}$	$i_{lc}$	$b_c$	$g_c$	$q'_{lim,c}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]		
1-1	1.00	0	25.80	1.07	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
2-1	1.00	0	25.80	1.07	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
3-1	1.00	0	25.80	1.07	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
4-1	1.00	0	25.80	1.07	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
5-1	1.00	0	25.80	1.07	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
6-1	1.25	0	18.10	1.06	1.33	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
Caso	$q'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_q$	$s_q$	$d_q$	$i_{bq}$	$i_{lq}$	$b_q$	$g_q$	$q'_{lim,q}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]			
1-1	0.35	14.72	1.03	1.28	1.00	1.00	1.00	1.00	6.85			
2-1	0.35	14.72	1.03	1.28	1.00	1.00	1.00	1.00	6.85			
3-1	0.35	14.72	1.03	1.28	1.00	1.00	1.00	1.00	6.85			
4-1	0.35	14.72	1.03	1.28	1.00	1.00	1.00	1.00	6.85			
5-1	0.35	14.72	1.03	1.28	1.00	1.00	1.00	1.00	6.85			
6-1	0.35	8.70	1.03	1.29	1.00	1.00	1.00	1.00	4.07			

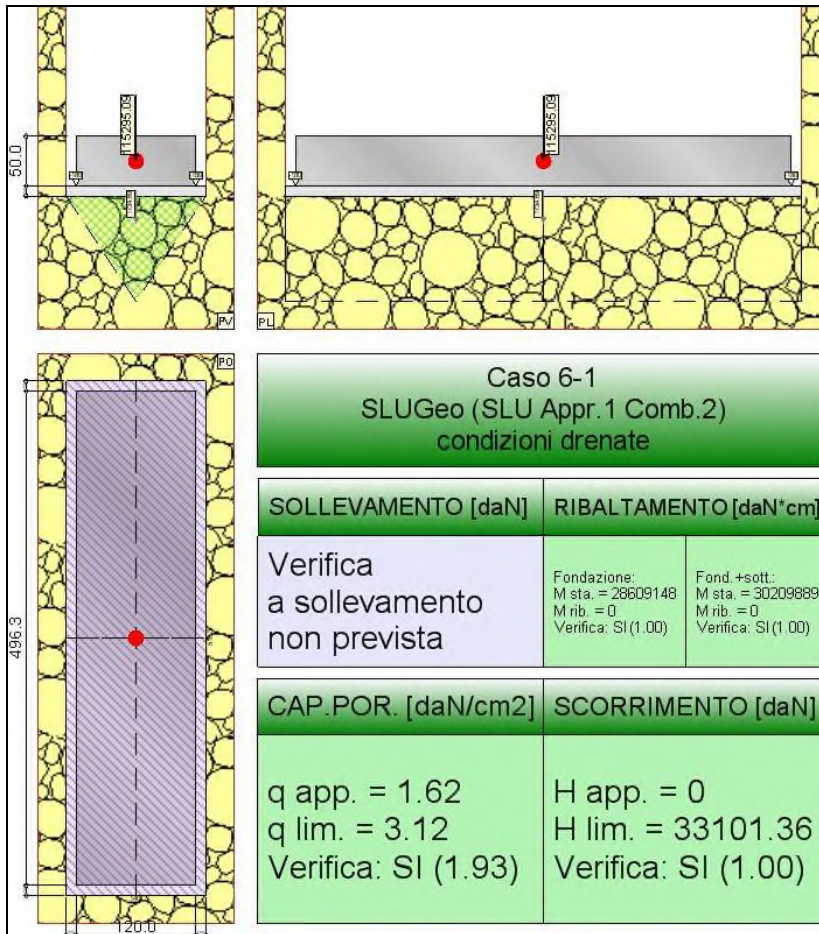
Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R;V}$	$q'_{lim}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	$R_d$ [daN]	$E_d$ [daN]	Verifica
1-1	1.00	9.09	157194.22	1429138	400878.9	SI (1429138/400878.9 = 3.57 >= 1.0)
2-1	1.00	9.09	157194.22	1429138	146080.4	SI (1429138/146080.4 = 9.78 >= 1.0)
3-1	1.00	9.09	157194.22	1429138	143792.3	SI (1429138/143792.3 = 9.94 >= 1.0)
4-1	1.00	9.09	157194.22	1429138	145663.8	SI (1429138/145663.8 = 9.81 >= 1.0)
5-1	1.00	9.09	157194.22	1429138	143146.9	SI (1429138/143146.9 = 9.98 >= 1.0)
6-1	1.80	3.03	157194.22	476191.3	338076.4	SI (476191.3/338076.4 = 1.41 >= 1.0)

### 2.9.4. T\_004

La fondazione ha piano di posa rettangolare, con lato X di 120 [cm], lato Y di 516.28 [cm], e centro alla quota z = -190 [cm]. Il piano di posa è orizzontale.

Il magrone di sottofondazione si considera di 10 cm di altezza e di fuoriuscita laterale



#### 2.9.4.1. Sollecitazioni al piano di posa

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	0	-139860.78	0	0	0	0	35
2-1	0	0	-48618.36	0	0	0	0	35
3-1	0	0	-48180.15	0	0	0	0	35
4-1	0	0	-48230.49	0	0	0	0	35
5-1	0	0	-47748.46	0	0	0	0	35
6-1	0	0	-117029.78	0	0	0	0	35
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	Hx [daN]	Hy [daN]	Vz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	0	-139860.78	0	0	-	-	-
2-1	0	0	-48618.36	0	0	-	-	-
3-1	0	0	-48180.15	0	0	-	-	-
4-1	0	0	-48230.49	0	0	-	-	-
5-1	0	0	-47748.46	0	0	-	-	-
6-1	0	0	-117029.78	0	0	-	-	-

Le sollecitazioni applicate non provocano eccentricità, perciò la fondazione non viene ridotta per le verifiche, ma si adotta un'impronta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	0	0	asse X	asse Y
2-1	0	0	asse X	asse Y
3-1	0	0	asse X	asse Y
4-1	0	0	asse X	asse Y
5-1	0	0	asse X	asse Y



6-1	0	0	asse X	asse Y
-----	---	---	--------	--------

### 2.9.4.2. Capacità portante

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	$\gamma_\phi$	$\gamma_\gamma$	$\varphi$ [°]	$\gamma'$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$N_\gamma$	$s_\gamma$	$d_\gamma$	$i_{b\gamma}$	$i_{l\gamma}$	$b_\gamma$	$g_\gamma$	$q'^{lim,\gamma}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
1-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.33
2-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.33
3-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.33
4-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.33
5-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	2.33
6-1	1.25	1.00	23	0.00185	8.25	1.06	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.13
Caso	$\gamma_{c'}$	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_c$	$s_c$	$d_c$	$i_{bc}$	$i_{lc}$	$b_c$	$g_c$	$q'^{lim,c}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]		
1-1	1.00	0	25.80	1.15	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
2-1	1.00	0	25.80	1.15	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
3-1	1.00	0	25.80	1.15	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
4-1	1.00	0	25.80	1.15	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
5-1	1.00	0	25.80	1.15	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
6-1	1.25	0	18.10	1.12	1.33	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
Caso	$q'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_q$	$s_q$	$d_q$	$i_{bq}$	$i_{lq}$	$b_q$	$g_q$	$q'^{lim,q}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]			
1-1	0.35	14.72	1.08	1.28	1.00	1.00	1.00	1.00	7.12			
2-1	0.35	14.72	1.08	1.28	1.00	1.00	1.00	1.00	7.12			
3-1	0.35	14.72	1.08	1.28	1.00	1.00	1.00	1.00	7.12			
4-1	0.35	14.72	1.08	1.28	1.00	1.00	1.00	1.00	7.12			
5-1	0.35	14.72	1.08	1.28	1.00	1.00	1.00	1.00	7.12			
6-1	0.35	8.70	1.06	1.29	1.00	1.00	1.00	1.00	4.21			

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,v}$	$q'_{lim}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	$R_d$ [daN]	$E_d$ [daN]	Verifica
1-1	1.00	9.45	72278.77	682897.7	139860.8	SI (682897.7/139860.8 = 4.88 >= 1.0)
2-1	1.00	9.45	72278.77	682897.7	48618.4	SI (682897.7/48618.4 = 14.05 >= 1.0)
3-1	1.00	9.45	72278.77	682897.7	48180.1	SI (682897.7/48180.1 = 14.17 >= 1.0)
4-1	1.00	9.45	72278.77	682897.7	48230.5	SI (682897.7/48230.5 = 14.16 >= 1.0)
5-1	1.00	9.45	72278.77	682897.7	47748.5	SI (682897.7/47748.5 = 14.30 >= 1.0)
6-1	1.80	3.12	72278.77	225717.7	117029.8	SI (225717.7/117029.8 = 1.93 >= 1.0)

## 3. OPERA DI PRESA DAL C.S.N.O

### 3.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

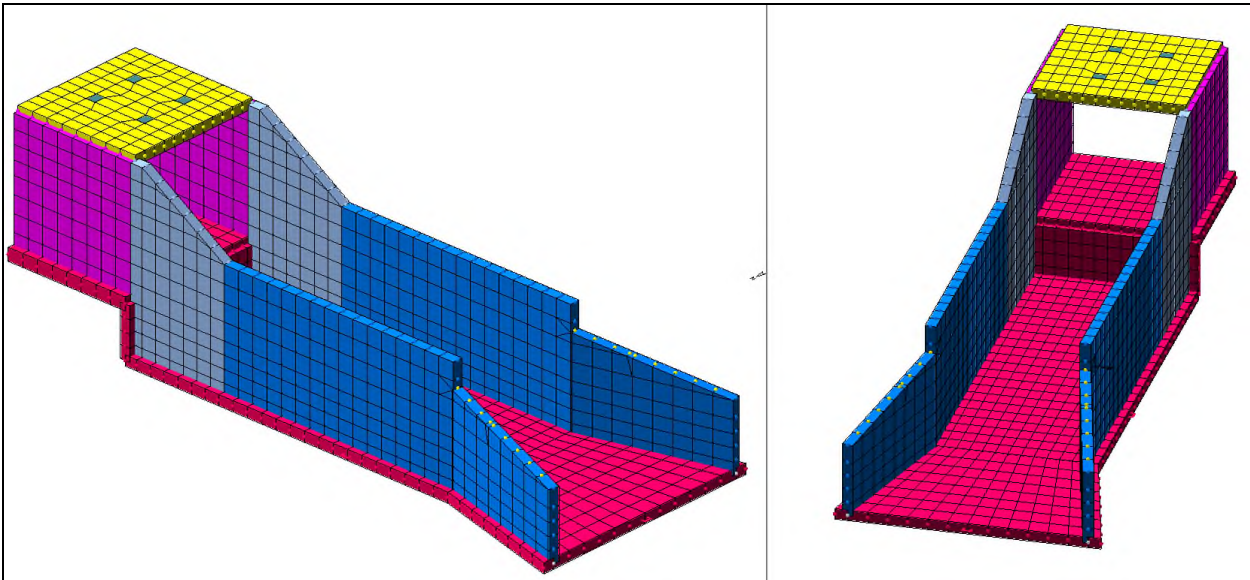
L'opera di presa principale dal C.S.N.O. si compone di due corpi principali che sono separati strutturalmente da un giunto di dilatazione.

Il primo blocco ha una sezione generica a U con 2 pareti e una paltea da 40cm, in corrispondenza del ponte di attraversamento la fondazione aumenta il suo spessore a 50 cm. La soletta ha anch'essa spessore di 40 cm.

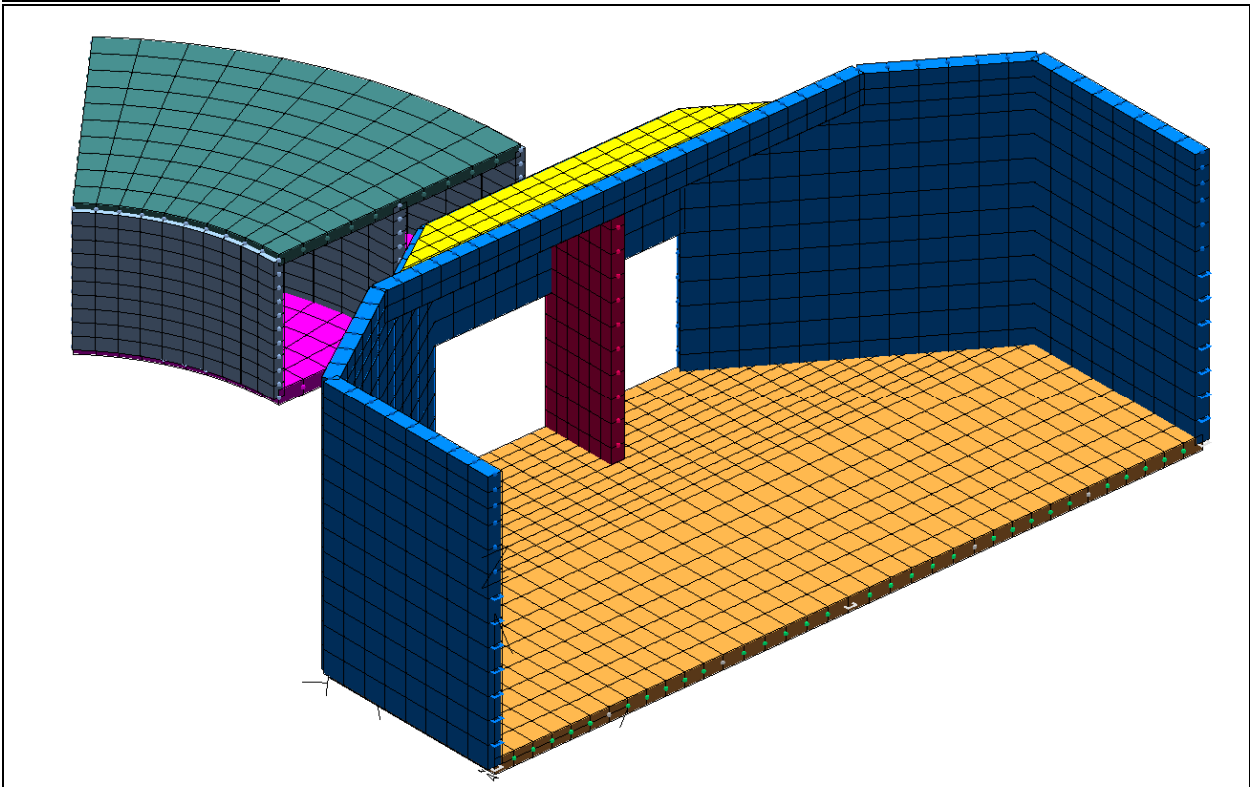
Il secondo blocco si fonda a una quota inferiore rispetto al primo blocco e comprende lo sfioro che porta al canale di alimentazione del I settore. Anch'esso è costituito da un telaio spaziale in C.A con pareti e platea di fondazione da 40 cm.

Si rimanda agli elaborati grafici per ogni riscontro geometrico.

#### Modello FEM blocco 01



Modello FEM blocco 02



### 3.2. BLOCCO\_01

#### 3.2.1. AZIONI SULLE STRUTTURE BLOCCO 01

##### 3.2.1.1. Azioni Statiche

Di seguito si riportano i carichi considerati per il calcolo strutturale:

Peso proprio del calcestruzzo ordinario	25.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso proprio acciaio	78.50	kN/m <sup>3</sup>
Permanente su soletta di attraversamento Q 164.00	3.50	kN/m <sup>2</sup>
Variabile accidentale distribuito su solette di copertura Q.164.00	25.00	kN/m <sup>2</sup>
Variabile accidentale concentrato su 2 assi a distanza 1.8m su impronta 40x40cm		300.00 kN
Carico vento e neve non sono stati considerati in quanto non dimensionanti		

### 3.2.1.2. Spinta terra zona ponte per attraversamento

Spinte calcolate con coefficiente di spinta a riposo "k0" (utilizzato il K0 "puro"). La spinta è calcolata tramite il coefficiente di spinta a riposo k0 definito dall'utente, la sovraspinta sismica del terreno viene calcolata con la teoria delle spinte su muro rigido di Wood (1973).

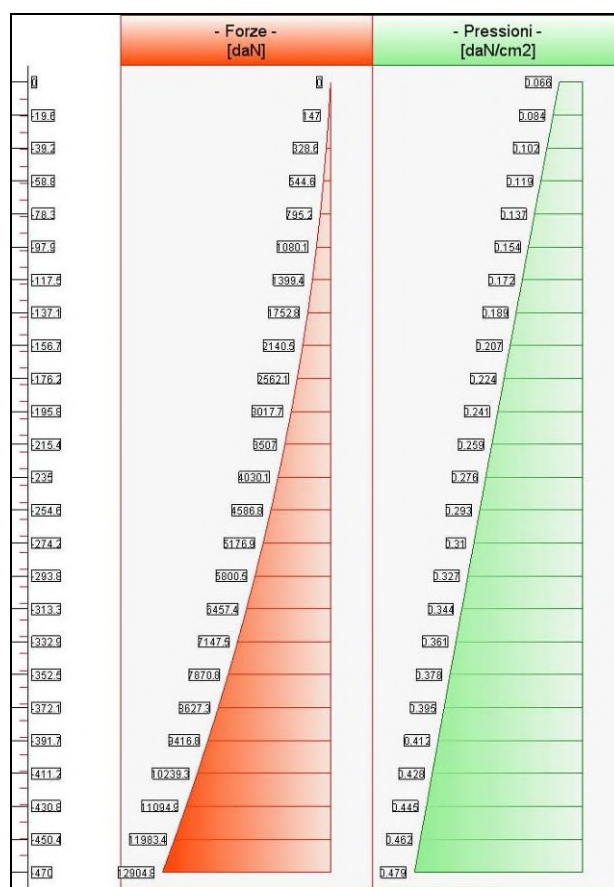
- Attrito muro terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza muro terreno /  $c' = 0$
- Attrito terreno terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza terreno terreno /  $c' = 0$

Il calcolo della spinta terra è stato eseguito prendendo in considerazione la stratigrafia indicata nella relazione geologica-tecnica del progetto definitiva e in particolare si è utilizzato un'unica tipologia di terreno denominata Livello 1 AB.

Si è considerato un carico variabile (di manutenzione) pari a 2500 daN/mq per una larghezza di 5 m

Ne risultano le seguenti pressioni sulle pareti perimetrali che sono state applicate fino alla quota 159.00 (quota di estradosso della fondazione).

Elevazione quota [cm]	Pressioni [daN/cm2]	Forze [daN]
0	0.066	0
0	0.066	0
-19.6	0.084	147
-39.2	0.102	329
-58.8	0.119	545
-78.3	0.137	795
-97.9	0.154	1080
-117.5	0.172	1399
-137.1	0.189	1753
-156.7	0.207	2140
-176.2	0.224	2562
-195.8	0.241	3018
-215.4	0.259	3507
-235	0.276	4030
-254.6	0.293	4587
-274.2	0.31	5177
-293.8	0.327	5801
-313.3	0.344	6457
-332.9	0.361	7148
-352.5	0.378	7871
-372.1	0.395	8627
-391.7	0.412	9417
-411.2	0.428	10239
-430.8	0.445	11095
-450.4	0.462	11983
-470	0.479	12905



### 3.2.1.3. Spinta terra zone con muro libero in testa

Spinte calcolate con coefficiente di spinta attiva "ka" (si considera il muro libero di traslare/ruotare al piede). Il calcolo della spinta è svolto secondo il metodo del cuneo di tentativo generalizzato (Rif.: Renato LANCELLOTTA "Geotecnica" (2004) - NAVFAC Design Manual 7.02 (1986)). Il metodo è iterativo e prevede la suddivisione del terreno a monte dell'opera in poligoni semplici definiti dal paramento, dalla successione stratigrafica e dalla superficie di scivolamento di tentativo. La procedura automatica vaglia numerose superfici di scivolamento ad ogni quota di calcolo lungo il paramento, determinando la configurazione che comporta la spinta massima sull'opera.

- Attrito muro terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza muro terreno /  $c' = 0$
- Attrito terreno terreno /  $\phi' = 0.67$

- Aderenza terreno terreno /  $c' = 0$

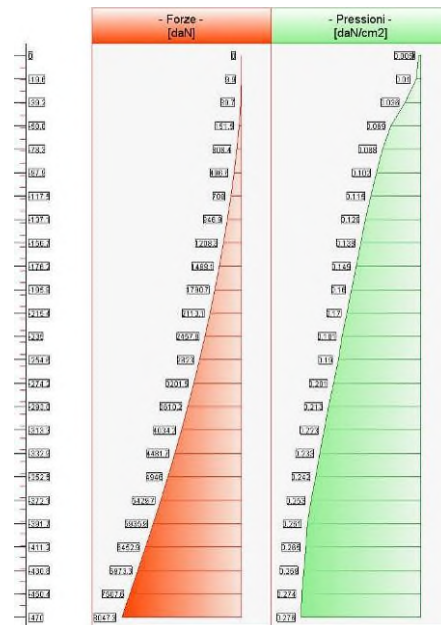
Il calcolo della spinta terra è stato eseguito prendendo in considerazione la stratigrafia indicata nella relazione geologica-tecnica del progetto definitiva e in particolare si è utilizzato un'unica tipologia di terreno denominata Livello 1 AB.

Si è considerato un carico variabile (di manutenzione) pari a 2500 daN/mq per una larghezza di 5 m

Ne risultano le seguenti pressioni sulle pareti perimetrali che sono state applicate fino alla quota 159.00 nella parte alta e 157.00 nella parte bassa (quota di estradosso della fondazione).

Elevazione		
quota [cm]	Pressioni [daN/cm <sup>2</sup> ]	Forze [daN]
0	0	0
0	0.005	0
-19.6	0.01	10
-39.2	0.036	40
-58.8	0.069	151
-78.3	0.088	308
-97.9	0.102	497
-117.5	0.115	708
-137.1	0.128	947
-156.7	0.138	1208
-176.2	0.149	1488
-195.8	0.16	1791
-215.4	0.17	2113
-235	0.181	2458
-254.6	0.19	2823
-274.2	0.201	3201
-293.8	0.213	3610
-313.3	0.223	4034
-332.9	0.233	4482
-352.5	0.242	4946
-372.1	0.253	5430
-391.7	0.261	5936
-411.2	0.265	6453

-430.8	0.269	6973
-450.4	0.274	7508
-470	0.276	8047



### 3.2.1.4. Azione sismica

Essendo la struttura interamente interrata non è stata eseguita un'analisi sismica globale della struttura ma si è considerato un incremento della spinta terra dovuto al sisma

Di seguito i parametri utilizzati:

- località = Senago [45.58330000,9.11670000]
- vita nominale = 100 anni
- classe d'uso = IV
- SLU = SLV
- categoria di sottosuolo = cat C
- categoria topografica = categoria T1
- $ag = 0.618 \text{ m/s}^2$
- $F_0 = 2.7759$
- $\beta_m = 0.18$
- >  $k_h = 0.017$
- >  $k_v = 0.0085$

L'incremento è stato valutato pari a  $0.010 \text{ daN/cm}^2$  ed è stato applicato sulle pareti perimetrali.

### 3.2.2. CONDIZIONI DI CARICO BLOCCO 01

Nome  
1 Peso proprio \_\_\_\_\_ N. carichi: 740  
Lista carichi: 1539-2278

- 2 pp\_fondazioni N. carichi: 660  
Lista carichi: 1-56, 2279-2882
- 3 permanente\_ N. carichi: 96  
Lista carichi: 57-152
- 4 spinta\_terra N. carichi: 642  
Lista carichi: 153-794
- 5 variabile\_manutenzi N. carichi: 96  
Lista carichi: 795-890
- 6 variabile\_manutenzi N. carichi: 4  
Lista carichi: 891-894
- 7 sisma\_Y N. carichi: 644  
Lista carichi: 895-1538

RISULTANTI DEI CARICHI (punto di applicazione nell'origine degli assi):

cond.	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	0.000000E+00	0.000000E+00	-2.519618E+05	-6.802969E+07	3.548315E+08	0.000000E+00
2	-2.818201E+04	0.000000E+00	-1.823702E+05	-4.923995E+07	2.461742E+08	7.609143E+06
3	0.000000E+00	0.000000E+00	-9.450000E+03	-2.551500E+06	2.060100E+07	0.000000E+00
4	-1.336438E+04	3.666631E+04	-8.775000E-01	1.723650E+07	7.409875E+06	7.131748E+07
5	0.000000E+00	0.000000E+00	-6.750000E+04	-1.822500E+07	1.471500E+08	0.000000E+00
6	0.000000E+00	0.000000E+00	-6.007500E+04	-1.486856E+07	1.309635E+08	0.000000E+00
7	-5.737280E+02	0.000000E+00	-6.320000E-02	-1.705830E+01	3.036726E+05	1.549066E+05

### 3.2.3. CASI DI CARICO BLOCCO 01

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU SENZA SISMA	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.300	+		
				3	1.500	+		
				4	1.300	+		
				5	1.500	+		
				6	1.500	+		
3	SISMAY SLU	nessuna	somma	7	1.000	±		
5	SLU con SISMAY	S.L.U.	somma	1	1.000	+	3	1.000
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
6	SLUGeo	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.300	+		
				4	1.000	+		
				5	1.300	+		
				6	1.300	+		
7	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	1.000	+		
				6	1.000	+		
8	Frequente	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
9	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		

Segue il riassunto dei Casi di calcolo analizzati. I dettagli di ciascun Caso (sollecitazioni, verifiche, ecc.) sono specificati nei paragrafi successivi.

Indici e nomi dei casi di carico		
Caso	Nome	Sestetti
1	SLU SENZA SISMA (SLU Appr.1 Comb.1)	1-1
2	SLU con SISMAY (SLU Appr.1 Comb.1)	da 2-1
3	SLU con SISMAY (SLU Appr.1 Comb.2)	da 3-1
4	SLUGeo (SLU Appr.1 Comb.2)	4-1

La seguente tabella elenca i coefficienti di sicurezza parziali, applicati alle caratteristiche meccaniche del terreno, alla capacità portante, alla resistenza a scorrimento e del terreno, per ciascun Caso di calcolo.

Caso	$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{G1,sfa}$	$\gamma_{G2,fav}$	$\gamma_{G2,sfa}$	$\gamma_{Q1,fav}$	$\gamma_{Q1,sfa}$	$\gamma_{\gamma}$	$\gamma_{\phi}$	$\gamma_{c'}$	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	$\gamma_{R,eq}$	$\gamma_{R,upl}$
1	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10	1.00	-	-
4	1.00	1.00	0.00	1.30	0.00	1.30	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10	1.00	-	-

### 3.2.4. Descrizione del metodo di calcolo

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno. A favore di sicurezza, si pone uguale a zero il valore del sovraccarico laterale (carichi e infossamento).

Per le verifiche in condizioni drenate, si utilizzano i coefficienti di capacità portante  $N_q$  (Prandtl, 1921),  $N_c$  (Reissner, 1924),  $N_{\gamma}$  (Vesic, 1973), i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione ( $s$ , Meyerhof, 1951 e 1963), all'approfondimento ( $d$ , Brinch Hansen, 1970), all'inclinazione del carico ( $i$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano di posa ( $b$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano campagna ( $g$ , Vesic, 1973).

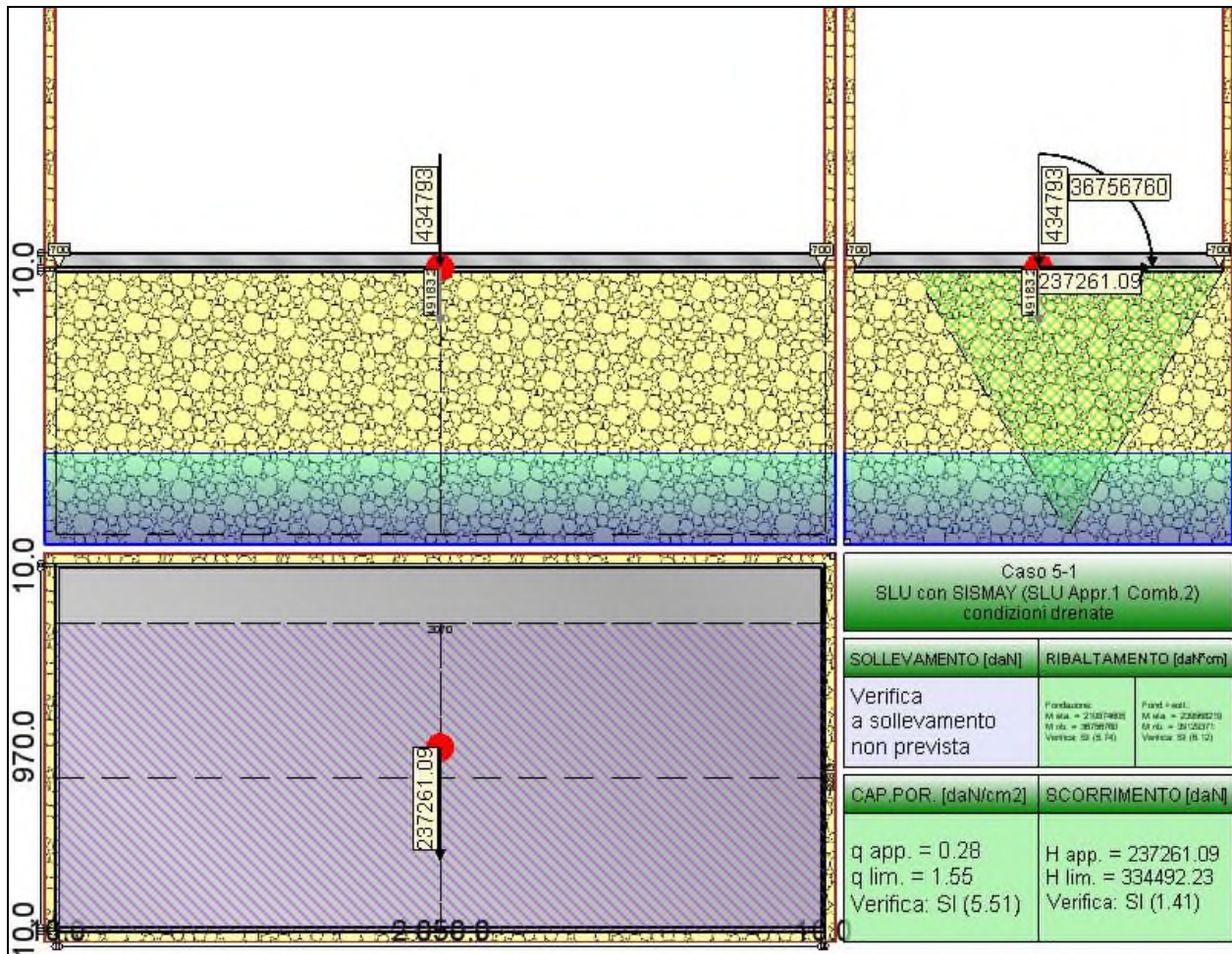
Nel caso di terreno eterogeneo (litologie differenti, presenza di falda), i parametri meccanici utilizzati nel calcolo sono ottenuti come media ponderata dei valori rinvenuti all'interno del cuneo di rottura.

La resistenza a scorrimento, viene ottenuta sommando i contributi del carico normale al piano di posa moltiplicato per il coefficiente d'attrito, e dell'area del piano di posa (eventualmente ridotta per carico verticale eccentrico) per l'adesione fondazione-terreno. In condizioni drenate, l'attrito fondazione terreno è assunto pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno moltiplicato per il coefficiente 0.75, l'adesione fondazione terreno è trascurata (assunta pari a 0). Si considera il contributo della pressione del terreno a lato della fondazione. La resistenza laterale del terreno è assunta pari alla resistenza passiva disponibile moltiplicata per 0.50.

## 3.1. DESCRIZIONE DEL TERRENO

La stratigrafia è eterogenea, presenta 2 strati							
n.	nome	$z_i$ [cm]	$z_f$ [cm]	$\gamma_d$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$\gamma_t$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\phi'$ [°]
1	livello 1AB	0	-700	0.00185	0.002	0	28
2	Sabbia	-700	-3500	0.00195	0.00215	0	35
La stratigrafia contiene una falda							
n.	$z_i$ [cm]		$z_f$ [cm]	$\gamma_w$ [daN/cm <sup>3</sup> ]			
1	-1200		-3500	0.00098			



**3.1.1. VERIFICA PLATEA INFERIORE**

La fondazione ha piano di posa rettangolare, con lato X di 1950 [cm], lato Y di 950 [cm], e centro alla quota  $z = -560$  [cm]. Il piano di posa è orizzontale.

**3.1.1.1. Sollecitazioni al piano di posa**

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	-70333.93	8403.58	-535282	52677	92546292	0	0	30
2-1	-19778.85	1812.64	-363764	-11964	21310469	0	0	30
2-2	-18913.97	1812.64	-363171	-11992	20600671	0	0	30
3-1	-19778.85	1812.64	-363764	-11964	21310469	0	0	30
3-2	-18913.97	1812.64	-363171	-11992	20600671	0	0	30
4-1	-58783.86	7053.5	-418258	47169	77953550	0	0	30
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	Hx [daN]	Hy [daN]	Vz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	-70333.93	8403.58	-535282	-199430	90436274	-	-	-
2-1	-19778.85	1812.64	-363764	-66343	20717104	-	-	-
2-2	-18913.97	1812.64	-363171	-66371	20033252	-	-	-
3-1	-19778.85	1812.64	-363764	-66343	20717104	-	-	-
3-2	-18913.97	1812.64	-363171	-66371	20033252	-	-	-
4-1	-58783.86	7053.5	-418258	-164436	76190034	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo X (max = 182.16 [cm]) e lungo Y (max = 0.39 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	168.95	0.37	asse Y	asse X
2-1	56.95	0.18	asse Y	asse X
2-2	55.16	0.18	asse Y	asse X
3-1	56.95	0.18	asse Y	asse X
3-2	55.16	0.18	asse Y	asse X
4-1	182.16	0.39	asse Y	asse X

### 3.1.1.2. Capacità portante

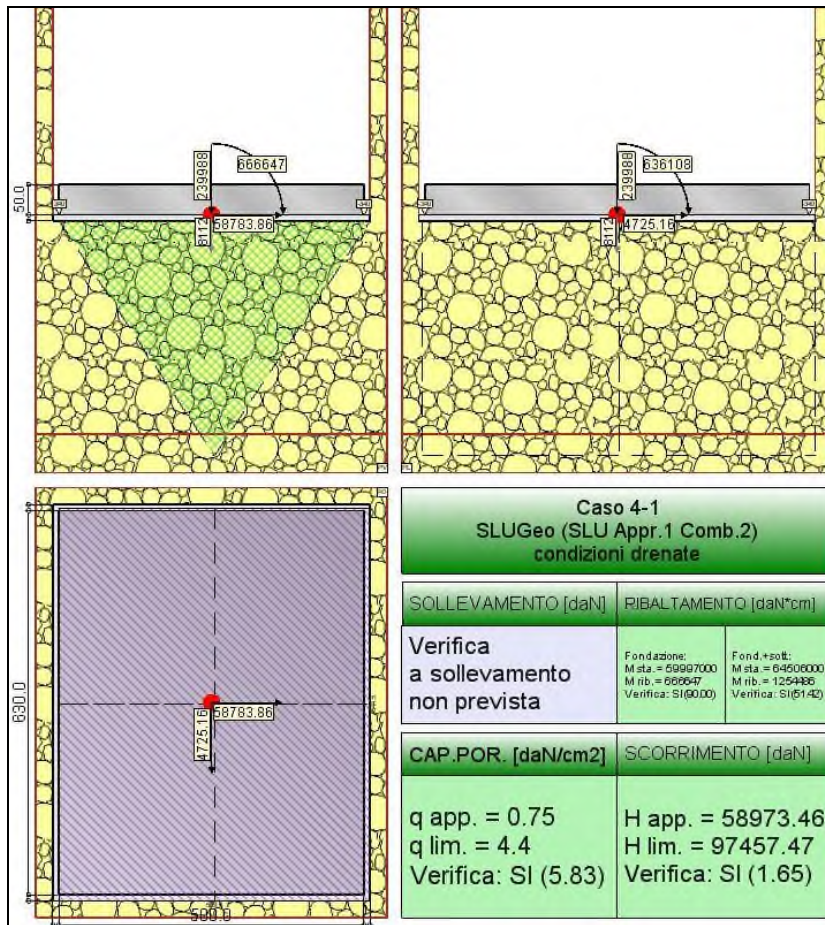
Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	$\gamma_\phi$	$\gamma_\gamma$	$\phi$ [°]	$\gamma'$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$N_\gamma$	$S_\gamma$	$d_\gamma$	$i_{b\gamma}$	$i_{l\gamma}$	$b_\gamma$	$g_\gamma$	$q'_{lim,\gamma}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
1-1	1.00	1.00	32.9	0.00187	34.83	1.20	1.00	0.96	0.72	1.00	1.00	25.4
2-1	1.00	1.00	32.9	0.00187	34.83	1.17	1.00	0.99	0.88	1.00	1.00	31.38
2-2	1.00	1.00	32.9	0.00187	34.83	1.17	1.00	0.99	0.88	1.00	1.00	31.54
3-1	1.25	1.00	27.2	0.00189	14.94	1.14	1.00	0.99	0.88	1.00	1.00	13.24
3-2	1.25	1.00	27.2	0.00189	14.94	1.14	1.00	0.99	0.88	1.00	1.00	13.31
4-1	1.25	1.00	27.2	0.00189	14.93	1.16	1.00	0.96	0.70	1.00	1.00	10.39
Caso	$\gamma_{c'}$	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_c$	$S_c$	$d_c$	$i_{bc}$	$i_{lc}$	$b_c$	$g_c$	$q'_{lim,c}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]		
1-1	1.00	0	38.41	1.40	1.17	0.97	0.82	1.00	1.00	0		
2-1	1.00	0	38.42	1.35	1.17	0.99	0.92	1.00	1.00	0		
2-2	1.00	0	38.42	1.35	1.17	0.99	0.93	1.00	1.00	0		
3-1	1.25	0	24.34	1.28	1.19	0.99	0.92	1.00	1.00	0		
3-2	1.25	0	24.34	1.28	1.19	0.99	0.93	1.00	1.00	0		
4-1	1.25	0	24.34	1.32	1.19	0.97	0.80	1.00	1.00	0		
Caso	$q'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_q$	$S_q$	$d_q$	$i_{bq}$	$i_{lq}$	$b_q$	$g_q$	$q'_{lim,q}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]			
1-1	1.04	25.88	1.20	1.16	0.97	0.82	1.00	1.00	29.95			
2-1	1.04	25.89	1.17	1.16	0.99	0.93	1.00	1.00	33.6			
2-2	1.04	25.89	1.17	1.16	0.99	0.93	1.00	1.00	33.7			
3-1	1.04	13.52	1.14	1.18	0.99	0.93	1.00	1.00	17.3			
3-2	1.04	13.52	1.14	1.18	0.99	0.93	1.00	1.00	17.35			
4-1	1.04	13.52	1.16	1.18	0.97	0.81	1.00	1.00	15.13			

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,\gamma}$	$q'_{lim}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$A$ [cm <sup>2</sup> ]	$R_d$ [daN]	$E_d$ [daN]	Verifica
1-1	1.00	55.34	1530292.41	84690122.6	535282	SI (84690122.6/535282 = 158.22 >= 1.0)
2-1	1.00	64.98	1743621.38	113300242.8	363764	SI (113300242.8/363764 = 311.47 >= 1.0)
2-2	1.00	65.25	1747019.71	113990919.2	363171	SI (113990919.2/363171 = 313.88 >= 1.0)
3-1	1.80	17.42	1743621.38	30379753	363764	SI (30379753/363764 = 83.52 >= 1.0)
3-2	1.80	17.49	1747019.71	30559634	363171	SI (30559634/363171 = 84.15 >= 1.0)
4-1	1.80	14.64	1505148.48	22040522.6	418258	SI (22040522.6/418258 = 52.70 >= 1.0)



**3.1.2. VERIFICA PLATEA SUPERIORE**

La fondazione ha piano di posa rettangolare, con lato X di 520 [cm], lato Y di 650 [cm], e centro alla quota z = -350 [cm]. Il piano di posa è orizzontale.

**3.1.2.1. Sollecitazioni al piano di posa.**

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	70333.92	-5376.73	-304869.6	732487	638854	0	0	10
2-1	19297.35	515.71	-133350	-10140	-784548	0	0	10
2-2	19395.47	515.71	-134039	-10139	-826017	0	0	10
3-1	19297.35	515.71	-133350	-10140	-784548	0	0	10
3-2	19395.47	515.71	-134039	-10139	-826017	0	0	10
4-1	58783.86	-4725.16	-248100	636108	666647	0	0	10
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	Hx [daN]	Hy [daN]	Vz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	70333.92	-5376.73	-304869.6	786254	1342193	-	-	-
2-1	19297.35	515.71	-133350	-15297	-591574	-	-	-
2-2	19395.47	515.71	-134039	-15296	-632062	-	-	-
3-1	19297.35	515.71	-133350	-15297	-591574	-	-	-
3-2	19395.47	515.71	-134039	-15296	-632062	-	-	-
4-1	58783.86	-4725.16	-248100	683360	1254486	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo X (max = 5.06 [cm]) e lungo Y (max = 2.75 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	4.4	2.58	asse X	asse Y
2-1	4.44	0.11	asse X	asse Y
2-2	4.72	0.11	asse X	asse Y

3-1	4.44	0.11	asse X	asse Y
3-2	4.72	0.11	asse X	asse Y
4-1	5.06	2.75	asse X	asse Y

### 3.1.2.2. Capacità portante

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	$\gamma_\phi$	$\gamma_\gamma$	$\varphi$ [°]	$\gamma'$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$N_\gamma$	$S_\gamma$	$d_\gamma$	$i_{b\gamma}$	$i_{l\gamma}$	$b_\gamma$	$g_\gamma$	$q'^{lim,\gamma}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
1-1	1.00	1.00	28.2	0.00185	17.26	1.22	1.00	0.51	0.96	1.00	1.00	4.89
2-1	1.00	1.00	28.2	0.00185	17.26	1.22	1.00	0.67	0.99	1.00	1.00	6.62
2-2	1.00	1.00	28.2	0.00185	17.25	1.22	1.00	0.67	0.99	1.00	1.00	6.61
3-1	1.25	1.00	23.1	0.00185	8.32	1.18	1.00	0.67	0.99	1.00	1.00	3.08
3-2	1.25	1.00	23.1	0.00185	8.31	1.18	1.00	0.67	0.99	1.00	1.00	3.08
4-1	1.25	1.00	23.1	0.00185	8.31	1.18	1.00	0.50	0.95	1.00	1.00	2.21
Caso	$\gamma_{c'}$	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_c$	$S_c$	$d_c$	$i_{bc}$	$i_{lc}$	$b_c$	$g_c$	$q'^{lim,c}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]		
1-1	1.00	0	26.24	1.44	1.22	0.64	0.97	1.00	1.00	0		
2-1	1.00	0	26.24	1.44	1.22	0.77	0.99	1.00	1.00	0		
2-2	1.00	0	26.23	1.44	1.22	0.77	0.99	1.00	1.00	0		
3-1	1.25	0	18.17	1.36	1.24	0.76	0.99	1.00	1.00	0		
3-2	1.25	0	18.17	1.36	1.24	0.76	0.99	1.00	1.00	0		
4-1	1.25	0	18.17	1.36	1.24	0.61	0.97	1.00	1.00	0		
Caso	$q'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_q$	$S_q$	$d_q$	$i_{bq}$	$i_{lq}$	$b_q$	$g_q$	$q'^{lim,q}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]			
1-1	0.65	15.08	1.22	1.20	0.66	0.97	1.00	1.00	9.3			
2-1	0.65	15.08	1.22	1.20	0.78	0.99	1.00	1.00	11.18			
2-2	0.65	15.08	1.22	1.20	0.78	0.99	1.00	1.00	11.17			
3-1	0.65	8.75	1.18	1.22	0.78	0.99	1.00	1.00	6.33			
3-2	0.65	8.75	1.18	1.22	0.78	0.99	1.00	1.00	6.33			
4-1	0.65	8.75	1.18	1.22	0.66	0.97	1.00	1.00	5.19			

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,v}$	$q'_{lim}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	$R_d$ [daN]	$E_d$ [daN]	Verifica
1-1	1.00	14.19	329640	4678202.8	304869.6	SI (4678202.8/304869.6 = 15.34 >= 1.0)
2-1	1.00	17.8	332115.6	5910342.3	133350	SI (5910342.3/133350 = 44.32 >= 1.0)
2-2	1.00	17.78	331753.31	5899420.3	134039	SI (5899420.3/134039 = 44.01 >= 1.0)
3-1	1.80	5.52	332115.6	1833041.7	133350	SI (1833041.7/133350 = 13.75 >= 1.0)
3-2	1.80	5.52	331753.31	1830146.1	134039	SI (1830146.1/134039 = 13.65 >= 1.0)
4-1	1.80	4.4	328617.88	1446733.5	248100	SI (1446733.5/248100 = 5.83 >= 1.0)

## 3.2. BLOCCO\_02

### 3.2.1. AZIONI SULLE STRUTTURE BLOCCO 02

#### 3.2.1.1. Azioni Statiche

Di seguito si riportano i carichi considerati per il calcolo strutturale:

Peso proprio del calcestruzzo ordinario	25.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso proprio acciaio	78.50	kN/m <sup>3</sup>
Permanente su soletta di attraversamento Q 163.30	3.00	kN/m <sup>2</sup>
Variabile accidentale su solette di copertura Q.163.30	25.00	kN/m <sup>2</sup>
Permanente su soletta di attraversamento Q 159.80	65.00	kN/m <sup>2</sup>
Variabile accidentale su solette di copertura Q.159.80	25.00	kN/m <sup>2</sup>

Carico vento e neve non sono stati considerati in quanto non dimensionanti

### 3.2.1.2. Spinta terra

Spinte calcolate con coefficiente di spinta a riposo "k0" (utilizzato il K0 "puro"). La spinta è calcolata tramite il coefficiente di spinta a riposo k0 definito dall'utente, la sovraspinta sismica del terreno viene calcolata con la teoria delle spinte su muro rigido di Wood (1973).

- Attrito muro terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza muro terreno /  $c' = 0$
- Attrito terreno terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza terreno terreno /  $c' = 0$

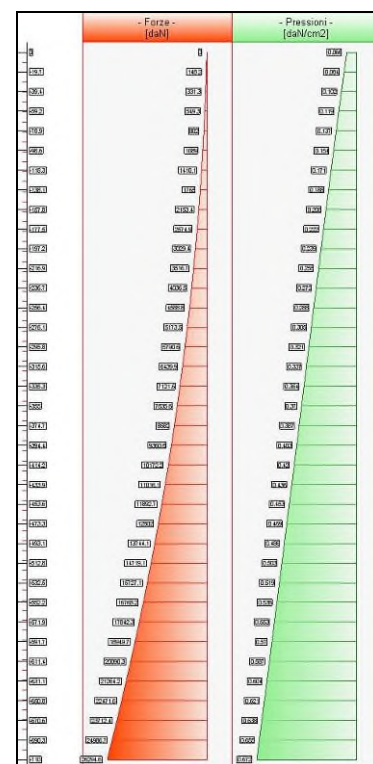
Il calcolo della spinta terra è stato eseguito prendendo in considerazione la stratigrafia indicata nella relazione geologica-tecnica del progetto definitiva e in particolare si è utilizzato un'unica tipologia di terreno denominata Livello 1 AB.

Si è considerato un carico variabile (di manutenzione) pari a 2500 daN/mq per una larghezza di 3 m

Ne risultano le seguenti pressioni sulle pareti perimetrali che sono state applicate fino alla quota 156.57 (quota di estradosso della fondazione). Nella zona del tunnel si è considerata la medesima spinta

Elevazione quota [cm]	Pressioni [daN/cm <sup>2</sup> ]	Forze [daN]
0	0.066	0
0	0.066	0
-19.7	0.084	148
-39.4	0.102	331
-59.2	0.119	549
-78.9	0.137	802
-98.6	0.154	1089
-118.3	0.171	1410
-138.1	0.188	1765
-157.8	0.205	2153
-177.5	0.222	2575
-197.2	0.239	3029
-216.9	0.255	3517
-236.7	0.272	4037
-256.4	0.288	4589
-276.1	0.305	5174
-295.8	0.321	5791
-315.6	0.337	6440
-335.3	0.354	7122
-355	0.37	7836
-374.7	0.387	8582
-394.4	0.403	9361
-414.2	0.42	10172

-433.9	0.436	11016
-453.6	0.453	11893
-473.3	0.469	12802
-493.1	0.486	13744
-512.8	0.503	14719
-532.5	0.519	15727
-552.2	0.536	16768
-571.9	0.553	17842
-591.7	0.57	18950
-611.4	0.587	20090
-631.1	0.604	21264
-650.8	0.621	22472
-670.6	0.638	23712
-690.3	0.655	24987
-710	0.672	26295



### 3.2.1.3. Azione sismica

Essendo la struttura interamente interrata non è stata eseguita un'analisi sismica globale della struttura ma si è considerato un incremento della spinta terra dovuto al sisma

Di seguito i parametri utilizzati:

- località = Senago [45.58330000,9.11670000]
- vita nominale = 100 anni
- classe d'uso = IV
- SLU = SLV
- categoria di sottosuolo = cat C

- categoria topografica = categoria T1
- $ag = 0.618 \text{ m/s}^2$
- $Fo = 2.7759$
- $\beta = 1$
- >  $k_h = 0.0945$
- >  $k_v = 0.0472$

L'incremento è stato valutato pari a  $0.120 \text{ daN/cm}^2$  ed è stato applicato sulle pareti perimetrali.

### 3.2.2. CONDIZIONI DI CARICO BLOCCO 02

Nome		
1	Peso proprio	N. carichi: 1872 Lista carichi: 2232-4103
2	Permanente	N. carichi: 214 Lista carichi: 1-214
3	Var manutenzione	N. carichi: 214 Lista carichi: 215-428
4	spinta terra	N. carichi: 759 Lista carichi: 429-1187
5	sisma_X	N. carichi: 696 Lista carichi: 1188-1883
6	sisma_Y	N. carichi: 348 Lista carichi: 1884-2231

RISULTANTI DEI CARICHI (punto di applicazione nell'origine degli assi):

cond.	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	0.000000E+00	0.000000E+00	-5.891545E+05	-5.399965E+08	5.954533E+08	0.000000E+00
2	0.000000E+00	0.000000E+00	-3.638280E+05	-6.690945E+08	3.502898E+08	0.000000E+00
3	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.942792E+05	-3.036107E+08	1.904309E+08	0.000000E+00
4	-8.459145E+04	-4.544446E+05	0.000000E+00	1.288340E+08	-1.496456E+07	-3.064292E+08
5	-1.732500E+04	-9.957500E+04	0.000000E+00	3.370123E+07	-3.031875E+06	-6.942061E+07
6	0.000000E+00	-1.135700E+05	0.000000E+00	4.334815E+07	0.000000E+00	-1.164093E+08

### 3.2.3. CASI DI CARICO BLOCCO 02

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU SENZA SISMA	S.L.U.	somma	1 2 3 4	1.300 1.500 1.500 1.300	+ + + +		
2	SISMAX SLU	nessuna	somma	5	1.000	±		
3	SISMAY SLU	nessuna	somma	6	1.000	±		
4	SLU con SISMAX	S.L.U.	somma	1 2 4	1.000 1.000 1.000	+ + +	2	1.000
5	SLU con SISMAY	S.L.U.	somma	1 2 4	1.000 1.000 1.000	+ + +	3	1.000
6	Rara	Rara	somma	1 2 3 4	1.000 1.000 1.000 1.000	+ + + +		
NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
7	Frequente	Freq.	somma	1 2 4	1.000 1.000 1.000	+ + +		
8	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1 2 4	1.000 1.000 1.000	+ + +		

Segue il riassunto dei Casi di calcolo analizzati. I dettagli di ciascun Caso (sollecitazioni, verifiche, ecc.) sono

specificati nei paragrafi successivi.

Indici e nomi dei casi di carico		
Caso	Nome	Sestetti
1	SLU SENZA SISMA (SLU Appr.1 Comb.1)	1-1
2	SLU con SISMAX (SLU Appr.1 Comb.1)	Da2-1 2-2
3	SLU con SISMAX (SLU Appr.1 Comb.2)	da 3-1
4	SLU con SISMAX (SLU Appr.1 Comb.1)	da 4-1
5	SLU con SISMAX (SLU Appr.1 Comb.2)	da 5-1
6	SLUGeo (SLU Appr.1 Comb.2)	6-1

La seguente tabella elenca i coefficienti di sicurezza parziali, applicati alle caratteristiche meccaniche del terreno, alla capacità portante, alla resistenza a scorrimento e del terreno, per ciascun Caso di calcolo.

Caso	$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{G1,sfa}$	$\gamma_{G2,fav}$	$\gamma_{G2,sfa}$	$\gamma_{Q1,fav}$	$\gamma_{Q1,sfa}$	$\gamma_{\gamma}$	$\gamma_{\phi}$	$\gamma_{c'}$	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	$\gamma_{R,eq}$	$\gamma_{R,upl}$
1	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10	1.00	-	-
4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10	1.00	-	-
6	1.00	1.00	0.00	1.30	0.00	1.30	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10	1.00	-	-

### 3.2.4. Descrizione del metodo di calcolo

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno. A favore di sicurezza, si pone uguale a zero il valore del sovraccarico laterale (carichi e infossamento).

Per le verifiche in condizioni drenate, si utilizzano i coefficienti di capacità portante  $N_q$  (Prandtl, 1921),  $N_c$  (Reissner, 1924),  $N_{\gamma}$  (Vesic, 1973), i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione ( $s$ , Meyerhof, 1951 e 1963), all'approfondimento ( $d$ , Brinch Hansen, 1970), all'inclinazione del carico ( $i$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano di posa ( $b$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano campagna ( $g$ , Vesic, 1973).

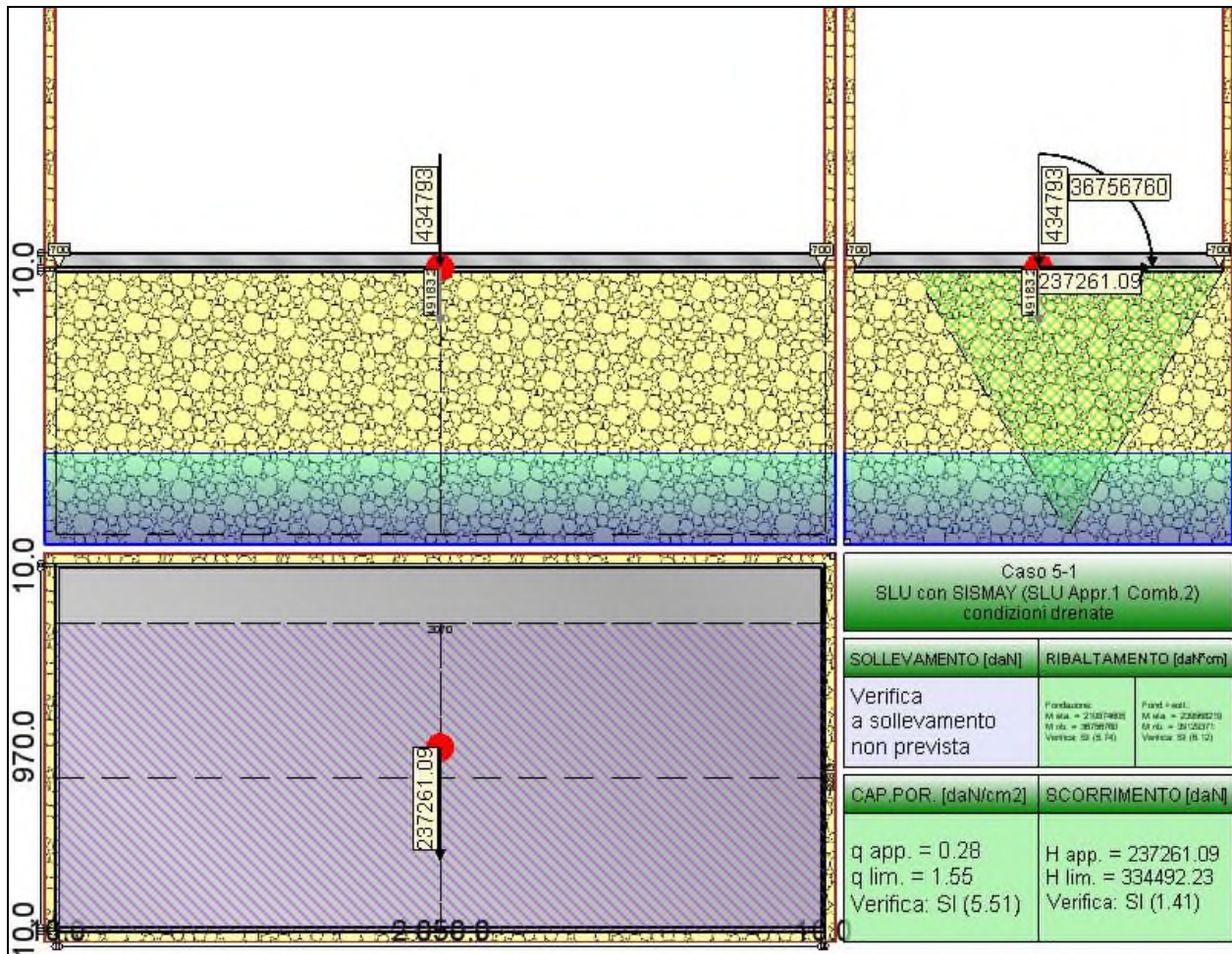
Nel caso di terreno eterogeneo (litologie differenti, presenza di falda), i parametri meccanici utilizzati nel calcolo sono ottenuti come media ponderata dei valori rinvenuti all'interno del cuneo di rottura.

La resistenza a scorrimento, viene ottenuta sommando i contributi del carico normale al piano di posa moltiplicato per il coefficiente d'attrito, e dell'area del piano di posa (eventualmente ridotta per carico verticale eccentrico) per l'adesione fondazione-terreno. In condizioni drenate, l'attrito fondazione terreno è assunto pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno moltiplicato per il coefficiente 0.75, l'adesione fondazione terreno è trascurata (assunta pari a 0). Si considera il contributo della pressione del terreno a lato della fondazione. La resistenza laterale del terreno è assunta pari alla resistenza passiva disponibile moltiplicata per 0.50.

### 3.3. DESCRIZIONE DEL TERRENO

La stratigrafia è eterogenea, presenta 2 strati							
n.	nome	$z_i$ [cm]	$z_f$ [cm]	$\gamma_d$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$\gamma_t$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\phi'$ [°]
1	livello 1AB	0	-700	0.00185	0.002	0	28
2	Sabbia	-700	-3500	0.00195	0.00215	0	35
La stratigrafia contiene una falda							
n.		$z_i$ [cm]	$z_f$ [cm]	$\gamma_w$ [daN/cm <sup>3</sup> ]			
1		-1200	-3500	0.00098			



**3.3.1. VERIFICA PLATEA AREA DI SFIORO**

La fondazione ha piano di posa rettangolare, con lato X di 2070 [cm], lato Y di 990 [cm], e centro alla quota  $z = -710$  [cm]. Il piano di posa è orizzontale.

**3.3.1.1. Sollecitazioni al piano di posa**

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	-254987.69	-711732.16	-6043775	0	0	0	10
2-1	0	-185541.36	-480292.2	15678266	0	0	0	10
2-2	0	-173719.44	-480680.2	11485683	0	0	0	10
3-1	0	-185541.36	-480292.2	15678266	0	0	0	10
3-2	0	-173719.44	-480680.2	11485683	0	0	0	10
4-1	0	-237261.09	-483976.2	36756760	0	0	0	10
4-2	0	-121999.71	-480505.2	-11114394	0	0	0	10
5-1	0	-237261.09	-483976.2	36756760	0	0	0	10
5-2	0	-121999.71	-480505.2	-11114394	0	0	0	10
6-1	0	-198450.27	-556844.2	-7195668	0	0	0	10
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	Hx [daN]	Hy [daN]	Vz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	-254987.69	-711732.16	-3493898	0	-	-	-
2-1	0	-185541.36	-480292.2	17533680	0	-	-	-
2-2	0	-173719.44	-480680.2	13222877	0	-	-	-
3-1	0	-185541.36	-480292.2	17533680	0	-	-	-
3-2	0	-173719.44	-480680.2	13222877	0	-	-	-
4-1	0	-237261.09	-483976.2	39129371	0	-	-	-

4-2	0	-121999.71	-480505.2	-9894397	0	-	-	-
5-1	0	-237261.09	-483976.2	39129371	0	-	-	-
5-2	0	-121999.71	-480505.2	-9894397	0	-	-	-
6-1	0	-198450.27	-556844.2	-5211165	0	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo Y (max = 80.85 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	0	4.91	asse Y	asse X
2-1	0	36.51	asse Y	asse X
2-2	0	27.51	asse Y	asse X
3-1	0	36.51	asse Y	asse X
3-2	0	27.51	asse Y	asse X
4-1	0	80.85	asse Y	asse X
4-2	0	20.59	asse Y	asse X
5-1	0	80.85	asse Y	asse X
5-2	0	20.59	asse Y	asse X
6-1	0	9.36	asse Y	asse X

### 3.3.1.2. Capacità portante

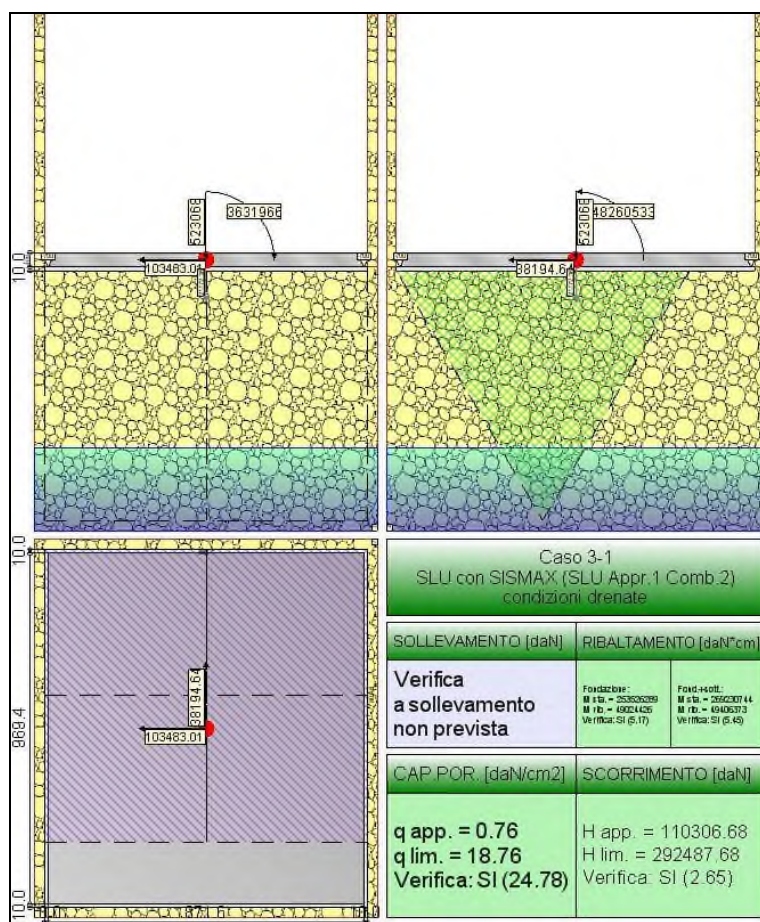
Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	$\gamma_\varphi$	$\gamma_\gamma$	$\varphi$ [°]	$\gamma'$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$N_\gamma$	$S_\gamma$	$d_\gamma$	$i_{b\gamma}$	$i_{l\gamma}$	$b_\gamma$	$g_\gamma$	$q'_{lim,\gamma}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
1-1	1.00	1.00	35	0.00177	48.03	1.17	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00	14.92
2-1	1.00	1.00	35	0.0018	48.03	1.16	1.00	0.27	1.00	1.00	1.00	12.36
2-2	1.00	1.00	35	0.00179	48.03	1.17	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00	14.03
3-1	1.25	1.00	29.3	0.00184	20.08	1.13	1.00	0.27	1.00	1.00	1.00	5.14
3-2	1.25	1.00	29.3	0.00183	20.08	1.13	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00	5.83
4-1	1.00	1.00	35	0.00183	48.03	1.15	1.00	0.16	1.00	1.00	1.00	6.73
4-2	1.00	1.00	35	0.00178	48.03	1.17	1.00	0.46	1.00	1.00	1.00	21.63
5-1	1.25	1.00	29.3	0.00188	20.08	1.12	1.00	0.16	1.00	1.00	1.00	2.8
5-2	1.25	1.00	29.3	0.00183	20.08	1.13	1.00	0.46	1.00	1.00	1.00	8.99
6-1	1.25	1.00	29.3	0.00182	20.08	1.14	1.00	0.31	1.00	1.00	1.00	6.19
Caso	$\gamma_c'$	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_c$	$S_c$	$d_c$	$i_{bc}$	$i_{lc}$	$b_c$	$g_c$	$q'_{lim,c}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]		
1-1	1.00	0	46.12	1.35	1.19	0.46	1.00	1.00	1.00	0		
2-1	1.00	0	46.12	1.33	1.20	0.42	1.00	1.00	1.00	0		
2-2	1.00	0	46.12	1.33	1.20	0.45	1.00	1.00	1.00	0		
3-1	1.25	0	28.42	1.26	1.24	0.40	1.00	1.00	1.00	0		
3-2	1.25	0	28.42	1.26	1.24	0.44	1.00	1.00	1.00	0		
4-1	1.00	0	46.12	1.30	1.23	0.29	1.00	1.00	1.00	0		
4-2	1.00	0	46.12	1.34	1.20	0.60	1.00	1.00	1.00	0		
5-1	1.25	0	28.42	1.23	1.27	0.27	1.00	1.00	1.00	0		
5-2	1.25	0	28.42	1.27	1.23	0.59	1.00	1.00	1.00	0		
6-1	1.25	0	28.42	1.27	1.23	0.44	1.00	1.00	1.00	0		
Caso	$q'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_q$	$S_q$	$d_q$	$i_{bq}$	$i_{lq}$	$b_q$	$g_q$	$q'_{lim,q}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]			
1-1	0 (trascurato)	33.30	1.17	1.18	0.47	1.00	1.00	1.00	0			
2-1	0 (trascurato)	33.30	1.16	1.20	0.44	1.00	1.00	1.00	0			
2-2	0 (trascurato)	33.30	1.17	1.19	0.47	1.00	1.00	1.00	0			
3-1	0 (trascurato)	16.92	1.13	1.23	0.44	1.00	1.00	1.00	0			
3-2	0 (trascurato)	16.92	1.13	1.22	0.47	1.00	1.00	1.00	0			
4-1	0 (trascurato)	33.30	1.15	1.22	0.32	1.00	1.00	1.00	0			
4-2	0 (trascurato)	33.30	1.17	1.19	0.61	1.00	1.00	1.00	0			
5-1	0 (trascurato)	16.92	1.12	1.25	0.32	1.00	1.00	1.00	0			
5-2	0 (trascurato)	16.92	1.13	1.22	0.61	1.00	1.00	1.00	0			
6-1	0 (trascurato)	16.92	1.14	1.21	0.48	1.00	1.00	1.00	0			

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,V}$	$q'_{lim}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	$R_d$ [daN]	$E_d$ [daN]	Verifica
1-1	1.00	14.92	2028976.71	30272331.3	711732.2	SI (30272331.3/711732.2 = 42.53 >= 1.0)
2-1	1.00	12.36	1898164.02	23455396.2	480292.2	SI (23455396.2/480292.2 = 48.84 >= 1.0)
2-2	1.00	14.03	1935414.07	27154078	480680.2	SI (27154078/480680.2 = 56.49 >= 1.0)
3-1	1.80	2.85	1898164.02	5417215.5	480292.2	SI (5417215.5/480292.2 = 11.28 >= 1.0)
3-2	1.80	3.24	1935414.07	6270104.4	480680.2	SI (6270104.4/480680.2 = 13.04 >= 1.0)
4-1	1.00	6.73	1714581.9	11533473.3	483976.2	SI (11533473.3/483976.2 = 23.83 >= 1.0)
4-2	1.00	21.63	1964050.55	42482990.9	480505.2	SI (42482990.9/480505.2 = 88.41 >= 1.0)
5-1	1.80	1.55	1714581.9	2665158.9	483976.2	SI (2665158.9/483976.2 = 5.51 >= 1.0)
5-2	1.80	4.99	1964050.55	9807859.7	480505.2	SI (9807859.7/480505.2 = 20.41 >= 1.0)
6-1	1.80	3.44	2010556.26	6912652.7	556844.2	SI (6912652.7/556844.2 = 12.41 >= 1.0)

### 3.3.2. VERIFICA PLATEA ZONA TUNNEL



La fondazione ha piano di posa rettangolare, con lato X di 891.65 [cm], lato Y di 989.38 [cm], e centro alla quota  $z = -710$  [cm]. Il piano di posa è orizzontale.

#### 3.3.2.1. Sollecitazioni al piano di posa

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	$F_x$ [daN]	$F_y$ [daN]	$F_z$ [daN]	$M_x$ [daN*cm]	$M_y$ [daN*cm]	$d_x$ [cm]	$d_y$ [cm]	$d_z$ [cm]
1-1	-111657.62	41214.13	-986139.07	-83792354	19261313	0	0	30
2-1	-103483.01	38194.64	-544240.36	-48260533	3631966	0	0	30
2-2	-68297.94	25211.72	-544457.36	-46014147	9774439	0	0	30
3-1	-103483.01	38194.64	-544240.36	-48260533	3631966	0	0	30
3-2	-68297.94	25211.72	-544457.36	-46014147	9774439	0	0	30
4-1	-85890.48	31703.18	-544348.36	-47137339	6703203	0	0	30
4-2	-85890.48	31703.18	-544348.36	-47137339	6703203	0	0	30
5-1	-85890.48	31703.18	-544348.36	-47137339	6703203	0	0	30



5-2	-85890.48	31703.18	-544348.36	-47137339	6703203	0	0	30
6-1	-85890.48	31703.18	-831106.36	-70319880	17563634	0	0	30
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	Hx [daN]	Hy [daN]	Vz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	-111657.62	41214.13	-986139.07	-85028778	15911585	-	-	-
2-1	-103483.01	38194.64	-544240.36	-49406373	527476	-	-	-
2-2	-68297.94	25211.72	-544457.36	-46770498	7725501	-	-	-
3-1	-103483.01	38194.64	-544240.36	-49406373	527476	-	-	-
3-2	-68297.94	25211.72	-544457.36	-46770498	7725501	-	-	-
4-1	-85890.48	31703.18	-544348.36	-48088435	4126489	-	-	-
4-2	-85890.48	31703.18	-544348.36	-48088435	4126489	-	-	-
5-1	-85890.48	31703.18	-544348.36	-48088435	4126489	-	-	-
5-2	-85890.48	31703.18	-544348.36	-48088435	4126489	-	-	-
6-1	-85890.48	31703.18	-831106.36	-71270975	14986920	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo X (max = 18.03 [cm]) e lungo Y (max = 90.78 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	16.14	86.22	asse Y	asse X
2-1	0.97	90.78	asse Y	asse X
2-2	14.19	85.9	asse Y	asse X
3-1	0.97	90.78	asse Y	asse X
3-2	14.19	85.9	asse Y	asse X
4-1	7.58	88.34	asse Y	asse X
4-2	7.58	88.34	asse Y	asse X
5-1	7.58	88.34	asse Y	asse X
5-2	7.58	88.34	asse Y	asse X
6-1	18.03	85.75	asse Y	asse X

### 3.3.2.2. Capacità portante

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	$\gamma_\phi$	$\gamma_\gamma$	$\phi$ [°]	$\gamma'$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$N_\gamma$	$S_\gamma$	$d_\gamma$	$i_{b\gamma}$	$i_{l\gamma}$	$b_\gamma$	$g_\gamma$	$q'_{lim,\gamma}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
1-1	1.00	1.00	35	0.00184	48.03	1.35	1.00	0.90	0.74	1.00	1.00	32.48
2-1	1.00	1.00	35	0.00184	48.03	1.34	1.00	0.83	0.59	1.00	1.00	23.58
2-2	1.00	1.00	35	0.00184	48.03	1.35	1.00	0.89	0.72	1.00	1.00	31
3-1	1.25	1.00	29.3	0.00188	20.08	1.26	1.00	0.83	0.59	1.00	1.00	9.54
3-2	1.25	1.00	29.3	0.00188	20.08	1.28	1.00	0.89	0.72	1.00	1.00	12.53
4-1	1.00	1.00	35	0.00184	48.03	1.34	1.00	0.86	0.65	1.00	1.00	27.09
4-2	1.00	1.00	35	0.00184	48.03	1.34	1.00	0.86	0.65	1.00	1.00	27.09
5-1	1.25	1.00	29.3	0.00188	20.08	1.27	1.00	0.86	0.65	1.00	1.00	10.95
5-2	1.25	1.00	29.3	0.00188	20.08	1.27	1.00	0.86	0.65	1.00	1.00	10.95
6-1	1.25	1.00	29.3	0.00188	20.08	1.28	1.00	0.91	0.76	1.00	1.00	13.65
Caso	$\gamma_{c'}$	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_c$	$S_c$	$d_c$	$i_{bc}$	$i_{lc}$	$b_c$	$g_c$	$q'_{lim,c}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]		
1-1	1.00	0	46.12	1.70	1.23	0.94	0.83	1.00	1.00	0		
2-1	1.00	0	46.12	1.67	1.23	0.89	0.72	1.00	1.00	0		
2-2	1.00	0	46.12	1.70	1.23	0.93	0.81	1.00	1.00	0		
3-1	1.25	0	28.42	1.53	1.27	0.89	0.72	1.00	1.00	0		
3-2	1.25	0	28.42	1.55	1.27	0.93	0.81	1.00	1.00	0		
4-1	1.00	0	46.12	1.68	1.23	0.91	0.77	1.00	1.00	0		
4-2	1.00	0	46.12	1.68	1.23	0.91	0.77	1.00	1.00	0		
5-1	1.25	0	28.42	1.54	1.27	0.91	0.76	1.00	1.00	0		
5-2	1.25	0	28.42	1.54	1.27	0.91	0.76	1.00	1.00	0		
6-1	1.25	0	28.42	1.56	1.27	0.94	0.84	1.00	1.00	0		
Caso	$q'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_q$	$S_q$	$d_q$	$i_{bq}$	$i_{lq}$	$b_q$	$g_q$	$q'_{lim,q}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]			
1-1	1.31	33.30	1.35	1.22	0.94	0.84	1.00	1.00	56.61			
2-1	1.31	33.30	1.34	1.22	0.90	0.73	1.00	1.00	46.88			
2-2	1.31	33.30	1.35	1.22	0.93	0.82	1.00	1.00	55			
3-1	1.31	16.92	1.26	1.26	0.90	0.73	1.00	1.00	23.18			
3-2	1.31	16.92	1.28	1.25	0.93	0.82	1.00	1.00	27.14			
4-1	1.31	33.30	1.34	1.22	0.91	0.78	1.00	1.00	50.83			

4-2	1.31	33.30	1.34	1.22	0.91	0.78	1.00	1.00	50.83
5-1	1.31	16.92	1.27	1.26	0.91	0.78	1.00	1.00	25.11
5-2	1.31	16.92	1.27	1.26	0.91	0.78	1.00	1.00	25.11
6-1	1.31	16.92	1.28	1.25	0.94	0.85	1.00	1.00	28.59

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,v}$	$q'_{lim}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	$R_d$ [daN]	$E_d$ [daN]	Verifica
1-1	1.00	89.09	702055.93	62548196	986139.1	SI (62548196/986139.1 = 63.43 >= 1.0)
2-1	1.00	70.46	718727.28	50642844.2	544240.4	SI (50642844.2/544240.4 = 93.05 >= 1.0)
2-2	1.00	86.01	705789.39	60702231.5	544457.4	SI (60702231.5/544457.4 = 111.49 >= 1.0)
3-1	1.80	18.76	718727.28	13486798	544240.4	SI (13486798/544240.4 = 24.78 >= 1.0)
3-2	1.80	22.62	705789.39	15967416.8	544457.4	SI (15967416.8/544457.4 = 29.33 >= 1.0)
4-1	1.00	77.92	712321.38	55504980.9	544348.4	SI (55504980.9/544348.4 = 101.97 >= 1.0)
4-2	1.00	77.92	712321.38	55504980.9	544348.4	SI (55504980.9/544348.4 = 101.97 >= 1.0)
5-1	1.80	20.62	712321.38	14688323.6	544348.4	SI (14688323.6/544348.4 = 26.98 >= 1.0)
5-2	1.80	20.62	712321.38	14688323.6	544348.4	SI (14688323.6/544348.4 = 26.98 >= 1.0)
6-1	1.80	24.05	699759.6	16826975.4	831106.4	SI (16826975.4/831106.4 = 20.25 >= 1.0)

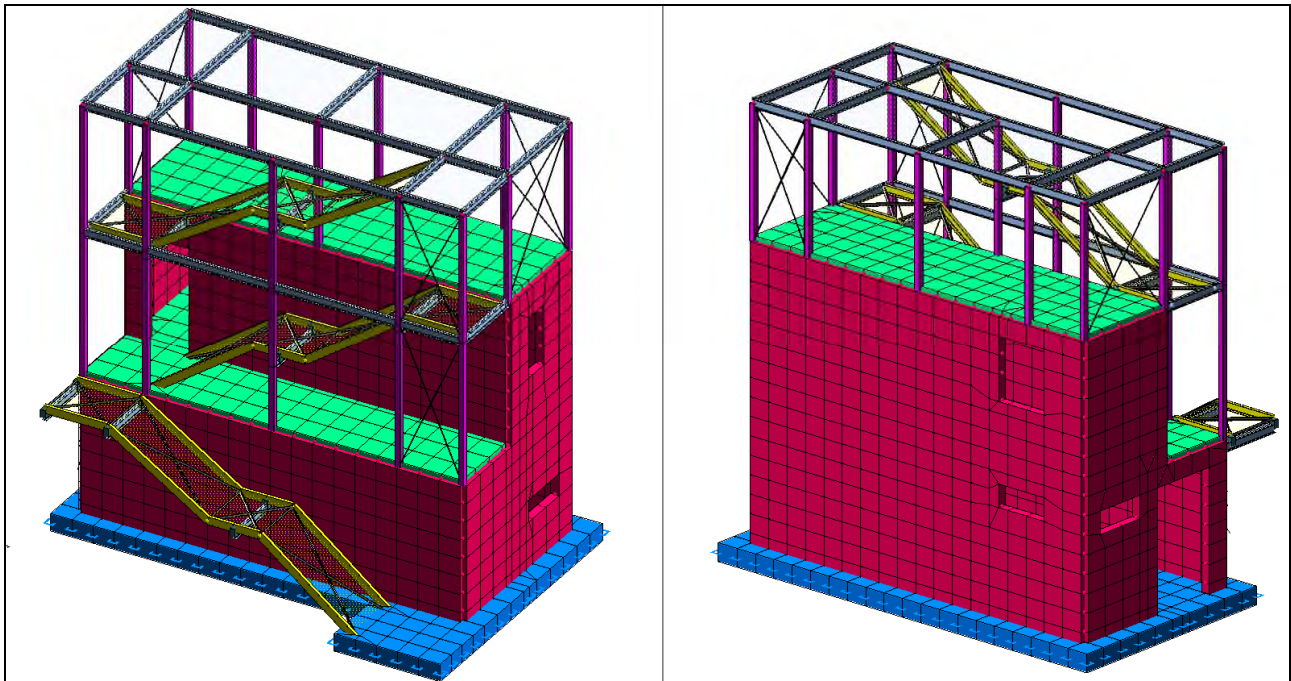
## 4. SALA QUADRI – OSSERVATORIO

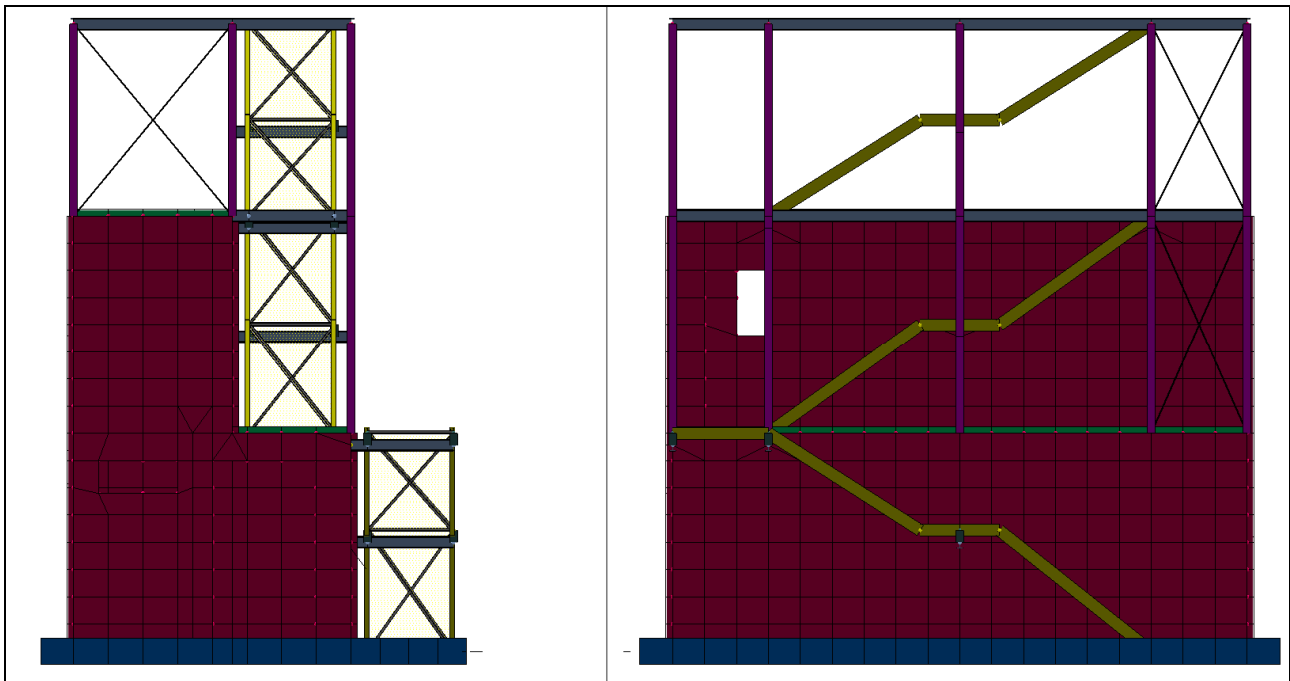
### 4.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La sala quadri composta da una struttura in c.a. a pareti per i primi due piani fuori terra mentre il piano di copertura è realizzato in carpenteria metallica con un piano di calpestio in grigliato.

Le pareti hanno spessori 20 cm così come le solette in c.a., i pilastri in acciaio hanno sezione quadra 100x100 e si elevano direttamente dalla soletta. Le rampe di scale sono composte da cosciali UPN 180 e da gradini prefabbricati in grigliato che irrigidiscono la rampa.

La struttura è stata calcolata come interamente rivestita da lamelle in legno (o alluminio) che scaricano direttamente sui montanti o sulla parete stessa in c.a.





## 4.2. AZIONI SULLE STRUTTURE

### 4.2.1. Azioni Statiche

Di seguito si riportano i carichi considerati per il calcolo strutturale:

Peso proprio del calcestruzzo ordinario	25.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso proprio acciaio	78.50	kN/m <sup>3</sup>
Permanente su solette in c.a.	3.00	kN/m <sup>2</sup>
Permanente su copertura		1.00
		kN/m <sup>2</sup>
Variabile accidentale su uffici	3.00	kN/m <sup>2</sup>
Variabile accidentale su scala e su copertura	4.00	kN/m <sup>2</sup>

### 4.2.2. Carico vento

Zona 1

Altitudine: 176

Periodo di Ritorno [anni]: 50

Classe di rugosità del terreno: B

Distanza dalla costa [km]: 100

Categoria di esposizione del sito: 4

Tipologia di costruzione: Edifici a pianta rettangolare con coperture piane a falde inclinate o curve

$v_{ref}$  (velocità di riferimento) = 2500.

$q_{ref}$  (pressione cinetica di riferimento) = 0.003983

$c_d$  (coefficiente dinamico) = 1.

$c_f$  (coefficiente d' attrito) = 0.01

$p = q_{ref} \cdot c_e(z) \cdot c_p \cdot c_d$   
 pressione del vento  
 $p_t = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_f$   
 azione tangente del vento

$q_{ref}$  = pressione cinetica di riferimento  
 $c_e$  = coefficiente di esposizione  
 $c_t$  = coefficiente di topografia  
 $c_p$  = coefficiente di forma  
 $c_d$  = coefficiente dinamico  
 $c_f$  = coefficiente di attrito

**Dati**

☐ Coeff. dinamico   ☐ Coeff. di forma   ☐ Coeff. di attrito  
☐ Generali   ☐ Coeff. di esposizione   ☐ Coeff. di topografia

**Classe di rugosità del terreno**

☐ A   ☒ B  
☐ C   ☐ D

Aree urbane (non di classe A),  
 suburbane, industriali e  
 boschive

"L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe di rugosità A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi rigorose, verrà assegnata la classe più sfavorevole." (Circ. 4 luglio 1996 - 7.5)

Distanza dalla costa [km]

☒ Costruzione completamente stagna  
☐ Costruzione non stagna  
☐ Costruzione che presenta su due pareti opposte, normali alla direzione del vento, aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale

Costruzione che ha (o può avere anche in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale (parete aperta sopravvento)  
 Costruzione che ha (o può avere anche in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale (parete aperta sottovento o parallela al vento)

	P.to	z	ct(z)	ce(z)	par.1 esterno cp	p(z)	par.1 interno cp	p(z)
1	A	0.	1.	1.6342	.8	.005208	0.	0.
2		111.	1.	1.6342	.8	.005208	0.	0.
3		222.	1.	1.6342	.8	.005208	0.	0.
4		333.	1.	1.6342	.8	.005208	0.	0.
5		444.	1.	1.6342	.8	.005208	0.	0.
6		556.	1.	1.6342	.8	.005208	0.	0.
7		667.	1.	1.6342	.8	.005208	0.	0.
8		778.	1.	1.6342	.8	.005208	0.	0.
9		889.	1.	1.7039	.8	.00543	0.	0.
10	B	1000.	1.	1.7831	.8	.005682	0.	0.

	P.to	z	ct(z)	ce(z)	par.2 esterno cp	p(z)	par.2 interno cp	p(z)
1	E	0.	1.	1.6342	-.4	-.002604	0.	0.
2		111.	1.	1.6342	-.4	-.002604	0.	0.
3		222.	1.	1.6342	-.4	-.002604	0.	0.
4		333.	1.	1.6342	-.4	-.002604	0.	0.
5		444.	1.	1.6342	-.4	-.002604	0.	0.
6		556.	1.	1.6342	-.4	-.002604	0.	0.
7		667.	1.	1.6342	-.4	-.002604	0.	0.
8		778.	1.	1.6342	-.4	-.002604	0.	0.
9		889.	1.	1.7039	-.4	-.002715	0.	0.
10	D	1000.	1.	1.7831	-.4	-.002841	0.	0.

	P.to	z	ct(z)	ce(z)	fal.1 esterno cp	p(z)	fal.1 interno cp	p(z)
10	B	1000.	0.	1.7831	-.4	-.002841	0.	0.
11		1000.	0.	1.7831	-.4	-.002841	0.	0.
12		1000.	0.	1.7831	-.4	-.002841	0.	0.
13		1000.	0.	1.7831	-.4	-.002841	0.	0.
14		1000.	0.	1.7831	-.4	-.002841	0.	0.
15		1000.	0.	1.7831	-.4	-.002841	0.	0.
16		1000.	0.	1.7831	-.4	-.002841	0.	0.
17		1000.	0.	1.7831	-.4	-.002841	0.	0.
18		1000.	0.	1.7831	-.4	-.002841	0.	0.
19	C	1000.	0.	1.7831	-.4	-.002841	0.	0.

	P.to	z	ct(z)	ce(z)	fal.2 esterno cp	p(z)	fal.2 interno cp	p(z)
10	D	1000.	0.	1.7831	-.4	-.002841	0.	0.
11		1000.	0.	1.7831	-.4	-.002841	0.	0.
12		1000.	0.	1.7831	-.4	-.002841	0.	0.
13		1000.	0.	1.7831	-.4	-.002841	0.	0.
14		1000.	0.	1.7831	-.4	-.002841	0.	0.
15		1000.	0.	1.7831	-.4	-.002841	0.	0.
16		1000.	0.	1.7831	-.4	-.002841	0.	0.

17		1000.	0.	1.7831	- .4	- .002841	0.	0.	
18		1000.	0.	1.7831	- .4	- .002841	0.	0.	
19	C	1000.	0.	1.7831	- .4	- .002841	0.	0.	

	P.to	z	pf(z)
1	A-E	0.	.000065
2		111.	.000065
3		222.	.000065
4		333.	.000065
5		444.	.000065
6		556.	.000065
7		667.	.000065
8		778.	.000065
9		889.	.000068
10	B-D	1000.	.000071
11		1000.	.000071
12		1000.	.000071
13		1000.	.000071
14		1000.	.000071
15		1000.	.000071
16		1000.	.000071
17		1000.	.000071
18		1000.	.000071
19	C	1000.	.000071

#### 4.2.3. Azione sismica

##### ANALISI DINAMICA

Assi di vibrazione: X Y  
Combinazione quadratica completa (CQC)

##### DATI PROGETTO

Edificio sito in località Senago ( long. 9.117 lat. 45.583300 )

Categoria del suolo di fondazione = C

Coeff. di amplificazione stratigrafica  $S_s = 1.500$

Coeff. di amplificazione topografica  $S_T = 1.000$

$S = 1.500$

Vita nominale dell'opera  $V_N = 100$  anni

Coefficiente d'uso  $C_U = 2.0$

Periodo di riferimento  $V_R = 200.0$

PVR : probabilità di superamento in  $V_R = 10 \%$

Tempo di ritorno  $= 1898$

Coeff. di smorzamento viscoso  $= 5.0$

Valori risultanti per :

$a_g = 0.628$  [g/10]

$F_0 = 2.777$

$TC^* = 0.314$

Fattore di struttura  $q = 1.500$

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto  $= 0.800$

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTE	PESO RISULTANTE [daN]
1.	1.000	105692.7

3.	1.000	22440.3
4.	0.300	6577.2
6.	0.600	7712.0

\*\*\* TABELLA AUTOVETTORI \*\*\*

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE						
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7
1	0.191970	0.699	80.179	0.000	0.028	0.015	0.009	0.008			
2	0.108605	62.880	1.470	0.000	0.224	0.056	0.043				
3	0.090239	4.177	6.882	0.000	0.171	0.115					
4	0.072506	0.511	0.342	0.000	0.756						
5	0.068506	21.323	0.699	0.000							
MASSA TOTALE		89.590	89.571	0.000							

#### 4.3. CONDIZIONI DI CARICO

CONDIZIONI DI CARICO-----|-----|-----|-----|num.= 16

Nome

- 1 Peso\_proprio\_\_\_\_\_ N. carichi: 1163  
Lista carichi: 1478-1595, 2932-3976
- 2 pp\_fondazioni N. carichi: 245  
Lista carichi: 3977-4221
- 3 permanente N. carichi: 299  
Lista carichi: 1377-1415, 1596-1855
- 4 var\_uffici N. carichi: 333  
Lista carichi: 1856-2188
- 5 copertura N. carichi: 103  
Lista carichi: 1416-1424, 2189-2282
- 6 var\_scala N. carichi: 30  
Lista carichi: 1425-1454
- 7 vento\_x N. carichi: 226  
Lista carichi: 1455-1462, 2283-2500
- 8 vento\_y N. carichi: 446  
Lista carichi: 1463-1477, 2501-2931
- 9 Autovett\_001\_(X) N. carichi: 172  
Lista carichi: 1-172
- 10 Autovett\_001\_(Y) N. carichi: 172  
Lista carichi: 173-344
- 11 Autovett\_002\_(X) N. carichi: 172  
Lista carichi: 345-516
- 12 Autovett\_002\_(Y) N. carichi: 172  
Lista carichi: 517-688
- 13 Autovett\_003\_(X) N. carichi: 172  
Lista carichi: 689-860
- 14 Autovett\_003\_(Y) N. carichi: 172  
Lista carichi: 861-1032
- 15 Autovett\_005\_(X) N. carichi: 172  
Lista carichi: 1033-1204
- 16 Autovett\_005\_(Y) N. carichi: 172  
Lista carichi: 1205-1376

RISULTANTI DEI CARICHI (punto di applicazione nell'origine degli assi):

cond.	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.056927E+05	-2.595904E+07	4.745781E+07	0.000000E+00
2	0.000000E+00	0.000000E+00	-4.961070E+04	-9.176990E+06	2.280890E+07	0.000000E+00
3	0.000000E+00	0.000000E+00	-2.304933E+04	-4.949139E+06	9.962896E+06	0.000000E+00
4	0.000000E+00	0.000000E+00	-2.089800E+04	-4.275720E+06	9.111150E+06	0.000000E+00
5	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.879200E+04	-5.199120E+06	8.174520E+06	0.000000E+00
6	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.285333E+04	-3.781565E+05	5.336943E+06	0.000000E+00
7	3.932112E+03	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	1.975077E+06	-8.258877E+05

8	0.000000E+00	9.688000E+03	0.000000E+00	-4.680206E+06	0.000000E+00	4.239661E+06
9	1.477100E+02	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	8.329630E+04	-3.798538E+04
10	0.000000E+00	1.693328E+04	0.000000E+00	-9.061252E+06	0.000000E+00	7.201889E+06
11	1.128953E+04	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	6.355318E+06	-2.608472E+06
12	0.000000E+00	2.638700E+02	0.000000E+00	-1.169624E+05	0.000000E+00	1.122053E+05
13	7.038200E+02	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	3.105557E+05	-1.683400E+05
14	0.000000E+00	1.159460E+03	0.000000E+00	-2.114359E+05	0.000000E+00	6.216289E+05
15	3.312970E+03	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	1.122788E+06	-8.717643E+05
16	0.000000E+00	1.085200E+02	0.000000E+00	-2.397660E+04	0.000000E+00	4.607438E+04

#### 4.4. CASI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.300	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	+		
				5	1.500	+		
				6	1.500	+		
2	SLU VENTOX	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.300	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	+		
				5	1.500	+		
				6	1.500	+		
				7	1.500	±		
3	SLU VENTOY	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.300	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	+		
				5	1.500	+		
				6	1.500	+		
				8	1.500	±		
4	SISMAX SLU	nessuna	somma	9	1.000	quadr.		
				11	1.000	quadr.		
				13	1.000	quadr.		
				15	1.000	quadr.		
5	SISMAY SLU	nessuna	somma	10	1.000	quadr.		
				12	1.000	quadr.		
				14	1.000	quadr.		
				16	1.000	quadr.		
6	SLU con SISMAX	S.L.U.	somma	1	1.000	+	4	1.000
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	0.300	+		
				6	0.600	+		
7	SLU con SISMAY	S.L.U.	somma	1	1.000	+	5	1.000
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	0.300	+		
				6	0.600	+		
8	SLD con SISMAX	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	4	0.800
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	0.300	+		
				6	0.600	+		
9	SLD con SISMAY	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	5	0.800
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	0.300	+		
				6	0.600	+		
10	SLUGeo	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.300	+		
				4	1.300	+		



				5	1.300	+		
				6	1.300	+		
11	SLUGeo VENTOX	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.300	+		
				4	1.300	+		
				5	1.300	+		
				6	1.300	+		
				7	1.300	±		
12	SLUGeo VENTOY	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.300	+		
				4	1.300	+		
				5	1.300	+		
				6	1.300	+		
				8	1.300	±		
13	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	1.000	+		
				6	1.000	+		
14	Rara VentoX	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	1.000	+		
				6	1.000	+		
				7	1.000	±		
15	Rara VentoY	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
				5	1.000	+		
				6	1.000	+		
				8	1.000	±		
16	Frequente	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	0.500	+		
				6	0.700	+		
17	Frequente VentoX	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	0.500	+		
				6	0.700	+		
				7	0.200	±		
18	Frequente VentoY	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	0.500	+		
				6	0.700	+		
				8	0.200	±		
19	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	0.300	+		
				6	0.600	+		

Segue il riassunto dei Casi di calcolo analizzati. I dettagli di ciascun Caso (sollecitazioni, verifiche, ecc.) sono specificati nei paragrafi successivi.

Indici e nomi dei casi di carico		
Caso	Nome	Sestetti
1	SLU (SLU Appr.1 Comb.1)	1-1
2	SLU VENTOX (SLU Appr.1 Comb.1)	da 2-1 a 2-2
3	SLU VENTOY (SLU Appr.1 Comb.1)	da 3-1 a 3-2
4	SLU con SISMAX (SLU Appr.1 Comb.1)	da 4-1 a 4-2
5	SLU con SISMAX (SLU Appr.1 Comb.2)	da 5-1 a 5-2
6	SLU con SISMAX (SLU Appr.1 Comb.1)	da 6-1 a 6-2
7	SLU con SISMAX (SLU Appr.1 Comb.2)	da 7-1 a 7-2
8	SLUGeo (SLU Appr.1 Comb.2)	8-1
9	SLUGeo VENTOX (SLU Appr.1 Comb.2)	da 9-1 a 9-2
10	SLUGeo VENTOY (SLU Appr.1 Comb.2)	da 10-1 a 10-2

La seguente tabella elenca i coefficienti di sicurezza parziali, applicati alle caratteristiche meccaniche del terreno, alla capacità portante, alla resistenza a scorrimento e del terreno, per ciascun Caso di calcolo.

Caso	$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{G1,sfa}$	$\gamma_{G2,fav}$	$\gamma_{G2,sfa}$	$\gamma_{Q1,fav}$	$\gamma_{Q1,sfa}$	$\gamma_{\gamma}$	$\gamma_{\phi}$	$\gamma_{c'}$	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	$\gamma_{R,eq}$	$\gamma_{R,upl}$
1	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
2	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
3	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10	1.00	-	-
6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10	1.00	-	-
8	1.00	1.00	0.00	1.30	0.00	1.30	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10	1.00	-	-
9	1.00	1.00	0.00	1.30	0.00	1.30	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10	1.00	-	-
10	1.00	1.00	0.00	1.30	0.00	1.30	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10	1.00	-	-

#### 4.1. DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno.

Per le verifiche in condizioni drenate, si utilizzano i coefficienti di capacità portante  $N_q$  (Prandtl, 1921),  $N_c$  (Reissner, 1924),  $N_{\gamma}$  (Vesic, 1973), i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione ( $s$ , Meyerhof, 1951 e 1963), all'approfondimento ( $d$ , Brinch Hansen, 1970), all'inclinazione del carico ( $i$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano di posa ( $b$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano campagna ( $g$ , Vesic, 1973), e all'azione sismica ( $h$  - Maugeri e Novità, 2004).

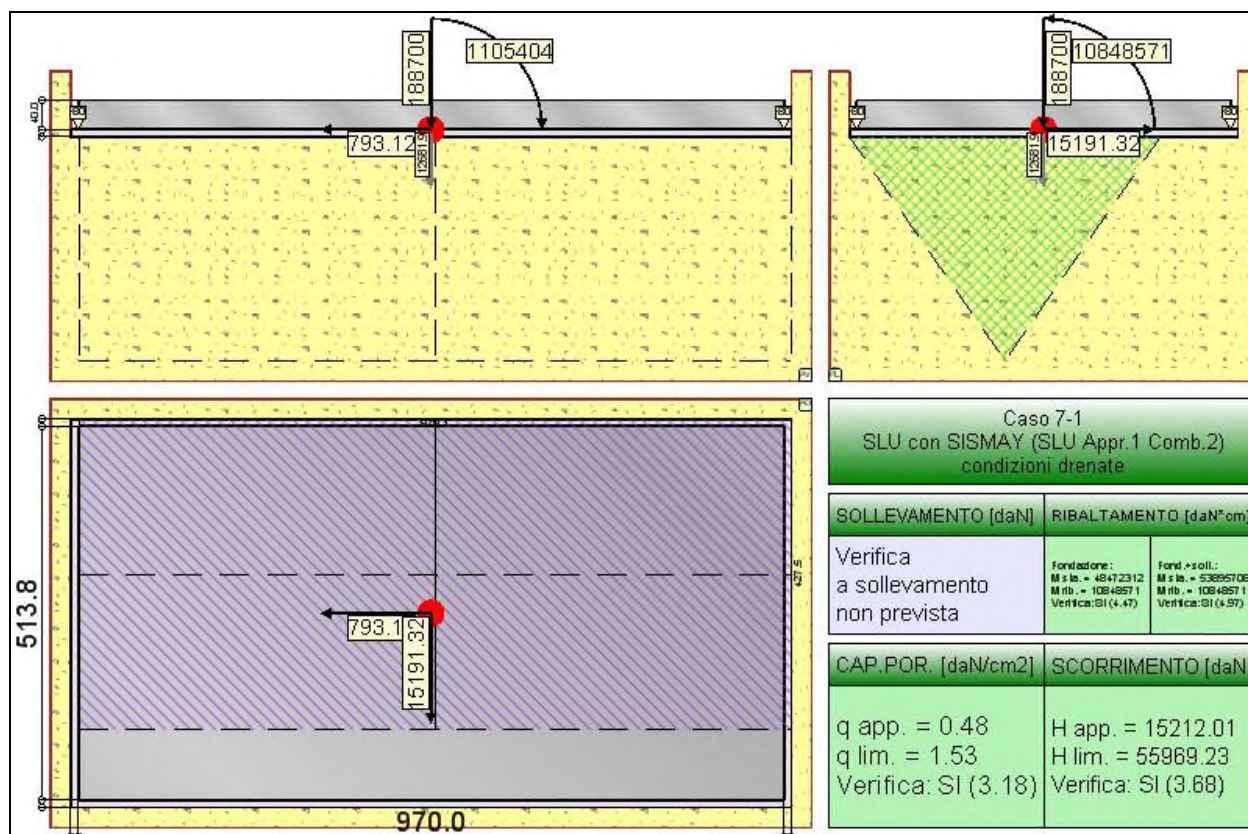
Nel caso di terreno eterogeneo (litologie differenti, presenza di falda), i parametri meccanici utilizzati nel calcolo sono ottenuti come media ponderata dei valori rinvenuti all'interno del cuneo di rottura.

La resistenza a scorrimento, viene ottenuta sommando i contributi del carico normale al piano di posa moltiplicato per il coefficiente d'attrito, e dell'area del piano di posa (eventualmente ridotta per carico verticale eccentrico) per l'adesione fondazione-terreno. In condizioni drenate, l'attrito fondazione terreno è assunto pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno moltiplicato per il coefficiente 0.75, l'adesione fondazione terreno è trascurata (assunta pari a 0). Si considera il contributo della pressione del terreno a lato della fondazione. La resistenza laterale del terreno è assunta pari alla resistenza passiva disponibile moltiplicata per 0.50.

#### 4.2. DESCRIZIONE DEL TERRENO

La stratigrafia è omogenea, presenta un solo strato							
n.	nome	$z_i$ [cm]	$z_f$ [cm]	$\gamma_d$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$\gamma_t$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\phi'$ [°]
1	Livello 1 AB	0	-1551.25	0.0017	0.0019	0	25
La stratigrafia non contiene una falda							

### 4.3. VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE



La fondazione ha piano di posa rettangolare, con lato X di 990 [cm], lato Y di 533.75 [cm], (comprensivi di 10 cm di fuoriuscita del magrone di sottofondazione) e centro alla quota  $z = -90$  [cm]. Il piano di posa è orizzontale.

#### 4.3.1. Sollecitazioni al piano di posa

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	-1310.38	1061.24	-317195.47	-5488881	-2298953	0	0	10
2-1	4605.38	1025.77	-316658.47	-5659182	454604	0	0	10
2-2	-7226.14	1096.7	-317732.47	-5318580	-5052511	0	0	10
3-1	-1086.73	14642.65	-321287.47	-11141762	-827201	0	0	10
3-2	-1534.03	-12520.18	-313103.47	164000	-3770706	0	0	10
4-1	-12557.27	648.02	-194895.9	-3922679	5322280	0	0	10
4-2	11465.3	487.93	-197295.9	-3161335	-6914562	0	0	10
5-1	-12557.27	648.02	-194895.9	-3922679	5322280	0	0	10
5-2	11465.3	487.93	-197295.9	-3161335	-6914562	0	0	10
6-1	-793.12	-15191.32	-201381.9	-10848571	1105404	0	0	10
6-2	-298.85	16327.27	-190809.9	3764557	-2697685	0	0	10
7-1	-793.12	-15191.32	-201381.9	-10848571	1105404	0	0	10
7-2	-298.85	16327.27	-190809.9	3764557	-2697685	0	0	10
8-1	-1155.25	884.02	-254427.9	-4235472	-2036621	0	0	10
9-1	3971.74	853.28	-253961.9	-4383067	349796	0	0	10
9-2	-6282.24	914.76	-254892.9	-4087878	-4423037	0	0	10
10-1	-961.42	12654.58	-257973.9	-9134636	-761102	0	0	10
10-2	-1349.08	-10886.54	-250880.9	663691	-3312139	0	0	10
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	Hx [daN]	Hy [daN]	Vz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	-1310.38	1061.24	-317195.47	-5499493	-2312057	-	-	-
2-1	4605.38	1025.77	-316658.47	-5669440	500658	-	-	-

2-2	-7226.14	1096.7	-317732.47	-5329547	-5124772	-	-	-
3-1	-1086.73	14642.65	-321287.47	-11288188	-838068	-	-	-
3-2	-1534.03	-12520.18	-313103.47	289202	-3786046	-	-	-
4-1	-12557.27	648.02	-194895.9	-3929159	5196707	-	-	-
4-2	11465.3	487.93	-197295.9	-3166214	-6799909	-	-	-
5-1	-12557.27	648.02	-194895.9	-3929159	5196707	-	-	-
5-2	11465.3	487.93	-197295.9	-3166214	-6799909	-	-	-
6-1	-793.12	-15191.32	-201381.9	-10696658	1097473	-	-	-
6-2	-298.85	16327.27	-190809.9	3601284	-2700674	-	-	-
7-1	-793.12	-15191.32	-201381.9	-10696658	1097473	-	-	-
7-2	-298.85	16327.27	-190809.9	3601284	-2700674	-	-	-
8-1	-1155.25	884.02	-254427.9	-4244312	-2048174	-	-	-
9-1	3971.74	853.28	-253961.9	-4391600	389513	-	-	-
9-2	-6282.24	914.76	-254892.9	-4097026	-4485859	-	-	-
10-1	-961.42	12654.58	-257973.9	-9261182	-770716	-	-	-
10-2	-1349.08	-10886.54	-250880.9	772556	-3325630	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo X (max = 34.47 [cm]) e lungo Y (max = 53.12 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	7.29	17.34	asse Y	asse X
2-1	1.58	17.9	asse Y	asse X
2-2	16.13	16.77	asse Y	asse X
3-1	2.61	35.13	asse Y	asse X
3-2	12.09	0.92	asse Y	asse X
4-1	26.66	20.16	asse Y	asse X
4-2	34.47	16.05	asse Y	asse X
5-1	26.66	20.16	asse Y	asse X
5-2	34.47	16.05	asse Y	asse X
6-1	5.45	53.12	asse Y	asse X
6-2	14.15	18.87	asse Y	asse X
7-1	5.45	53.12	asse Y	asse X
7-2	14.15	18.87	asse Y	asse X
8-1	8.05	16.68	asse Y	asse X
9-1	1.53	17.29	asse Y	asse X
9-2	17.6	16.07	asse Y	asse X
10-1	2.99	35.9	asse Y	asse X
10-2	13.26	3.08	asse Y	asse X

#### 4.3.2. Capacità portante

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	$\gamma_\varphi$	$\gamma_\gamma$	$\varphi$ [°]	$\gamma'$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$N_\gamma$	$s_\gamma$	$d_\gamma$	$i_{b\gamma}$	$i_{i\gamma}$	$b_\gamma$	$g_\gamma$	$h_\gamma$	$q'_{lim,\gamma}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
1-1	1.00	1.00	25	0.0017	10.88	1.13	1.00	0.99	0.99	1.00	1.00	-	5.1
2-1	1.00	1.00	25	0.0017	10.88	1.12	1.00	0.99	0.97	1.00	1.00	-	4.96
2-2	1.00	1.00	25	0.0017	10.88	1.13	1.00	0.99	0.95	1.00	1.00	-	4.9
3-1	1.00	1.00	25	0.0017	10.88	1.12	1.00	0.88	0.99	1.00	1.00	-	4.19
3-2	1.00	1.00	25	0.0017	10.88	1.14	1.00	0.90	0.99	1.00	1.00	-	4.96
4-1	1.00	1.00	25	0.0017	10.88	1.13	1.00	0.99	0.86	1.00	1.00	0.91	3.98
4-2	1.00	1.00	25	0.0017	10.88	1.13	1.00	0.99	0.87	1.00	1.00	0.91	4.13
5-1	1.25	1.00	20.5	0.0017	5.74	1.11	1.00	0.99	0.86	1.00	1.00	0.90	2.03
5-2	1.25	1.00	20.5	0.0017	5.74	1.11	1.00	0.99	0.87	1.00	1.00	0.90	2.11
6-1	1.00	1.00	25	0.0017	10.88	1.11	1.00	0.81	0.99	1.00	1.00	0.91	3.2
6-2	1.00	1.00	25	0.0017	10.88	1.13	1.00	0.79	1.00	1.00	1.00	0.91	3.69
7-1	1.25	1.00	20.5	0.0017	5.74	1.09	1.00	0.81	0.99	1.00	1.00	0.90	1.64
7-2	1.25	1.00	20.5	0.0017	5.74	1.11	1.00	0.79	1.00	1.00	1.00	0.90	1.89
8-1	1.25	1.00	20.5	0.0017	5.74	1.11	1.00	0.99	0.99	1.00	1.00	-	2.65
9-1	1.25	1.00	20.5	0.0017	5.74	1.10	1.00	0.99	0.96	1.00	1.00	-	2.57
9-2	1.25	1.00	20.5	0.0017	5.74	1.11	1.00	0.99	0.94	1.00	1.00	-	2.54
10-1	1.25	1.00	20.5	0.0017	5.74	1.10	1.00	0.87	0.99	1.00	1.00	-	2.14
10-2	1.25	1.00	20.5	0.0017	5.74	1.11	1.00	0.89	0.99	1.00	1.00	-	2.52
Caso	$\gamma_{c'}$	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_c$	$s_c$	$d_c$	$i_{bc}$	$i_{ic}$	$b_c$	$g_c$	$h_c$	$q'_{lim,c}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]		

1-1	1.00	0	20.72	1.25	1.06	0.99	0.99	1.00	1.00	-	0
2-1	1.00	0	20.72	1.25	1.06	0.99	0.98	1.00	1.00	-	0
2-2	1.00	0	20.72	1.26	1.06	0.99	0.97	1.00	1.00	-	0
3-1	1.00	0	20.72	1.23	1.07	0.92	1.00	1.00	1.00	-	0
3-2	1.00	0	20.72	1.27	1.06	0.93	0.99	1.00	1.00	-	0
4-1	1.00	0	20.72	1.26	1.06	0.99	0.91	1.00	1.00	0.97	0
4-2	1.00	0	20.72	1.27	1.06	1.00	0.91	1.00	1.00	0.97	0
5-1	1.25	0	15.27	1.22	1.07	0.99	0.90	1.00	1.00	0.97	0
5-2	1.25	0	15.27	1.23	1.07	1.00	0.91	1.00	1.00	0.97	0
6-1	1.00	0	20.72	1.22	1.07	0.86	0.99	1.00	1.00	0.97	0
6-2	1.00	0	20.72	1.25	1.06	0.85	1.00	1.00	1.00	0.97	0
7-1	1.25	0	15.27	1.18	1.08	0.85	0.99	1.00	1.00	0.97	0
7-2	1.25	0	15.27	1.21	1.07	0.84	1.00	1.00	1.00	0.97	0
8-1	1.25	0	15.27	1.21	1.07	0.99	0.99	1.00	1.00	-	0
9-1	1.25	0	15.27	1.21	1.07	0.99	0.98	1.00	1.00	-	0
9-2	1.25	0	15.27	1.22	1.07	0.99	0.96	1.00	1.00	-	0
10-1	1.25	0	15.27	1.19	1.07	0.90	0.99	1.00	1.00	-	0
10-2	1.25	0	15.27	1.23	1.06	0.92	0.99	1.00	1.00	-	0
Caso	q' [daN/cm²]	N <sub>q</sub>	s <sub>q</sub>	d <sub>q</sub>	i <sub>bq</sub>	i <sub>iq</sub>	b <sub>q</sub>	g <sub>q</sub>	h <sub>q</sub>	q' <sub>lim,q</sub> [daN/cm²]	
1-1	0.15	10.66	1.13	1.06	0.99	0.99	1.00	1.00	-	1.92	
2-1	0.15	10.66	1.12	1.06	0.99	0.98	1.00	1.00	-	1.89	
2-2	0.15	10.66	1.13	1.06	0.99	0.97	1.00	1.00	-	1.87	
3-1	0.15	10.66	1.12	1.06	0.92	1.00	1.00	1.00	-	1.78	
3-2	0.15	10.66	1.14	1.05	0.94	0.99	1.00	1.00	-	1.81	
4-1	0.15	10.66	1.13	1.06	0.99	0.91	1.00	1.00	0.95	1.69	
4-2	0.15	10.66	1.13	1.06	1.00	0.92	1.00	1.00	0.95	1.71	
5-1	0.15	6.70	1.11	1.06	0.99	0.91	1.00	1.00	0.96	1.05	
5-2	0.15	6.70	1.11	1.06	1.00	0.92	1.00	1.00	0.96	1.06	
6-1	0.15	10.66	1.11	1.07	0.88	0.99	1.00	1.00	0.95	1.6	
6-2	0.15	10.66	1.13	1.06	0.86	1.00	1.00	1.00	0.95	1.6	
7-1	0.15	6.70	1.09	1.07	0.88	0.99	1.00	1.00	0.96	0.99	
7-2	0.15	6.70	1.11	1.06	0.86	1.00	1.00	1.00	0.96	0.99	
8-1	0.15	6.70	1.11	1.06	0.99	0.99	1.00	1.00	-	1.18	
9-1	0.15	6.70	1.10	1.06	0.99	0.98	1.00	1.00	-	1.17	
9-2	0.15	6.70	1.11	1.06	0.99	0.97	1.00	1.00	-	1.15	
10-1	0.15	6.70	1.10	1.06	0.92	1.00	1.00	1.00	-	1.09	
10-2	0.15	6.70	1.11	1.05	0.93	0.99	1.00	1.00	-	1.11	

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,v}$	q' <sub>lim</sub> [daN/cm²]	A [cm²]	R <sub>d</sub> [daN]	E <sub>d</sub> [daN]	Verifica
1-1	1.00	7.02	486807.96	3416561.5	317195.5	SI (3416561.5/317195.5 = 10.77 >= 1.0)
2-1	1.00	6.85	491388.11	3365024.2	316658.5	SI (3365024.2/316658.5 = 10.63 >= 1.0)
2-2	1.00	6.77	479064.85	3245451	317732.5	SI (3245451/317732.5 = 10.21 >= 1.0)
3-1	1.00	5.96	456428.77	2721989.8	321287.5	SI (2721989.8/321287.5 = 8.47 >= 1.0)
3-2	1.00	6.77	513720.12	3476351.7	313103.5	SI (3476351.7/313103.5 = 11.10 >= 1.0)
4-1	1.00	5.67	462181.49	2619632.9	194895.9	SI (2619632.9/194895.9 = 13.44 >= 1.0)
4-2	1.00	5.84	462057.82	2700427.5	197295.9	SI (2700427.5/197295.9 = 13.69 >= 1.0)
5-1	1.80	1.78	462181.49	821760.8	194895.9	SI (821760.8/194895.9 = 4.22 >= 1.0)
5-2	1.80	1.83	462057.82	844828.2	197295.9	SI (844828.2/197295.9 = 4.28 >= 1.0)
6-1	1.00	4.8	418582.57	2007722.3	201381.9	SI (2007722.3/201381.9 = 9.97 >= 1.0)
6-2	1.00	5.29	477002.04	2523143.6	190809.9	SI (2523143.6/190809.9 = 13.22 >= 1.0)
7-1	1.80	1.53	418582.57	640239.3	201381.9	SI (640239.3/201381.9 = 3.18 >= 1.0)
7-2	1.80	1.67	477002.04	794416.6	190809.9	SI (794416.6/190809.9 = 4.16 >= 1.0)
8-1	1.80	2.2	487326.23	1071146.8	254427.9	SI (1071146.8/254427.9 = 4.21 >= 1.0)
9-1	1.80	2.14	492642.45	1056325.2	253961.9	SI (1056325.2/253961.9 = 4.16 >= 1.0)
9-2	1.80	2.12	478931.52	1014684.2	254892.9	SI (1014684.2/254892.9 = 3.98 >= 1.0)
10-1	1.80	1.87	454570.9	847997.5	257973.9	SI (847997.5/257973.9 = 3.29 >= 1.0)
10-2	1.80	2.08	508328.04	1059139.1	250880.9	SI (1059139.1/250880.9 = 4.22 >= 1.0)

#### 4.3.3. Ribaltamento

Caso	Fondazione			Fondazione e Sottosfondo		
	R <sub>d</sub> [daN*cm]	E <sub>d</sub> [daN*cm]	Verifica	R <sub>d</sub> [daN*cm]	E <sub>d</sub> [daN*cm]	Verifica
1-1	77244620	5488880	SI (77244620/5488880 = 14.07 >= 1.0)	84651540	5499490	SI (84651540/5499490 = 15.39 >= 1.0)
2-1	77106680	5659180	SI (77106680/5659180 = 13.63 >= 1.0)	84508230	5669440	SI (84508230/5669440 = 14.91 >= 1.0)

2-2	77382570	5318580	SI (77382570/5318580 = 14.55 >= 1.0)	84794850	5329550	SI (84794850/5329550 = 15.91 >= 1.0)
3-1	78295760	11141760	SI (78295760/11141760 = 7.03 >= 1.0)	85743590	11288190	SI (85743590/11288190 = 7.60 >= 1.0)
3-2	143859240	3770710	SI (143859240/3770710 = 38.15 >= 1.0)	154986220	3786050	SI (154986220/3786050 = 40.94 >= 1.0)
4-1	46806220	3922680	SI (46806220/3922680 = 11.93 >= 1.0)	52012840	3929160	SI (52012840/3929160 = 13.24 >= 1.0)
4-2	89537790	6914560	SI (89537790/6914560 = 12.95 >= 1.0)	97776120	6914560	SI (97776120/6914560 = 14.14 >= 1.0)
5-1	46806220	3922680	SI (46806220/3922680 = 11.93 >= 1.0)	52012840	3929160	SI (52012840/3929160 = 13.24 >= 1.0)
5-2	89537790	6914560	SI (89537790/6914560 = 12.95 >= 1.0)	97776120	6914560	SI (97776120/6914560 = 14.14 >= 1.0)
6-1	48472310	10848570	SI (48472310/10848570 = 4.47 >= 1.0)	53895710	10848570	SI (53895710/10848570 = 4.97 >= 1.0)
6-2	45756630	3764560	SI (45756630/3764560 = 12.15 >= 1.0)	51085660	3764560	SI (51085660/3764560 = 13.57 >= 1.0)
7-1	48472310	10848570	SI (48472310/10848570 = 4.47 >= 1.0)	53895710	10848570	SI (53895710/10848570 = 4.97 >= 1.0)
7-2	45756630	3764560	SI (45756630/3764560 = 12.15 >= 1.0)	51085660	3764560	SI (51085660/3764560 = 13.57 >= 1.0)
8-1	62098500	4235470	SI (62098500/4235470 = 14.66 >= 1.0)	67900450	4244310	SI (67900450/4244310 = 16.00 >= 1.0)
9-1	61978800	4383070	SI (61978800/4383070 = 14.14 >= 1.0)	67776080	4391600	SI (67776080/4391600 = 15.43 >= 1.0)
9-2	62217950	4087880	SI (62217950/4087880 = 15.22 >= 1.0)	68024540	4097030	SI (68024540/4097030 = 16.60 >= 1.0)
10-1	63009380	9134640	SI (63009380/9134640 = 6.90 >= 1.0)	68846780	9261180	SI (68846780/9261180 = 7.43 >= 1.0)
10-2	115526520	3312140	SI (115526520/3312140 = 34.88 >= 1.0)	124186050	3325630	SI (124186050/3325630 = 37.34 >= 1.0)

#### 4.3.4. Scorrimento

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, della coesione efficace, dell'attrito e dell'aderenza fondazione-terreno, e della resistenza disponibile sul piano di posa e sulle pareti laterali.

Caso	$\gamma_{\phi}$	$\gamma_{c'}$	$\phi$ [°]	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\delta$ [°]	$a$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	$R_h$ [daN]	$R_e$ [daN]
1-1	1.00	1.00	25	0	18.7	0	1.00	1.00	107673.35	6922.81
2-1	1.00	1.00	25	0	18.7	0	1.00	1.00	107491.07	4891.11
2-2	1.00	1.00	25	0	18.7	0	1.00	1.00	107855.64	4488.51
3-1	1.00	1.00	25	0	18.7	0	1.00	1.00	109062.4	6881.21
3-2	1.00	1.00	25	0	18.7	0	1.00	1.00	106284.31	7018.3
4-1	1.00	1.00	25	0	18.7	0	1.00	1.00	66158.24	3869.88
4-2	1.00	1.00	25	0	18.7	0	1.00	1.00	66972.93	3811.52
5-1	1.25	1.25	20.5	0	15.3	0	1.10	1.00	48614.64	3258.48
5-2	1.25	1.25	20.5	0	15.3	0	1.10	1.00	49213.3	3209.34
6-1	1.00	1.00	25	0	18.7	0	1.00	1.00	68359.94	6813.11
6-2	1.00	1.00	25	0	18.7	0	1.00	1.00	64771.23	6701.5
7-1	1.25	1.25	20.5	0	15.3	0	1.10	1.00	50232.51	5736.72
7-2	1.25	1.25	20.5	0	15.3	0	1.10	1.00	47595.44	5642.74
8-1	1.25	1.25	20.5	0	15.3	0	1.10	1.00	63464.25	5758.76
9-1	1.25	1.25	20.5	0	15.3	0	1.10	1.00	63348.01	4082.02
9-2	1.25	1.25	20.5	0	15.3	0	1.10	1.00	63580.24	3748.7
10-1	1.25	1.25	20.5	0	15.3	0	1.10	1.00	64348.76	5798.51
10-2	1.25	1.25	20.5	0	15.3	0	1.10	1.00	62579.49	5912.61

Segue il confronto fra la resistenza a scorrimento e l'azione applicata.

Caso	$R_d$ [daN]	$E_d$ [daN]	Verifica
1-1	114596.2	1686.2	SI (114596.2/1686.2 = 67.96 >= 1.0)
2-1	112382.2	4718.2	SI (112382.2/4718.2 = 23.82 >= 1.0)
2-2	112344.1	7308.9	SI (112344.1/7308.9 = 15.37 >= 1.0)
3-1	115943.6	14682.9	SI (115943.6/14682.9 = 7.90 >= 1.0)
3-2	113302.6	12613.8	SI (113302.6/12613.8 = 8.98 >= 1.0)
4-1	70028.1	12574	SI (70028.1/12574 = 5.57 >= 1.0)
4-2	70784.4	11475.7	SI (70784.4/11475.7 = 6.17 >= 1.0)
5-1	51873.1	12574	SI (51873.1/12574 = 4.13 >= 1.0)
5-2	52422.6	11475.7	SI (52422.6/11475.7 = 4.57 >= 1.0)
6-1	75173.1	15212	SI (75173.1/15212 = 4.94 >= 1.0)
6-2	71472.7	16330	SI (71472.7/16330 = 4.38 >= 1.0)
7-1	55969.2	15212	SI (55969.2/15212 = 3.68 >= 1.0)
7-2	53238.2	16330	SI (53238.2/16330 = 3.26 >= 1.0)
8-1	69223	1454.7	SI (69223/1454.7 = 47.59 >= 1.0)
9-1	67430	4062.4	SI (67430/4062.4 = 16.60 >= 1.0)
9-2	67328.9	6348.5	SI (67328.9/6348.5 = 10.61 >= 1.0)
10-1	70147.3	12691	SI (70147.3/12691 = 5.53 >= 1.0)
10-2	68492.1	10969.8	SI (68492.1/10969.8 = 6.24 >= 1.0)

## 5. COLLEGAMENTO SCARICO DI FONDO III SETTORE



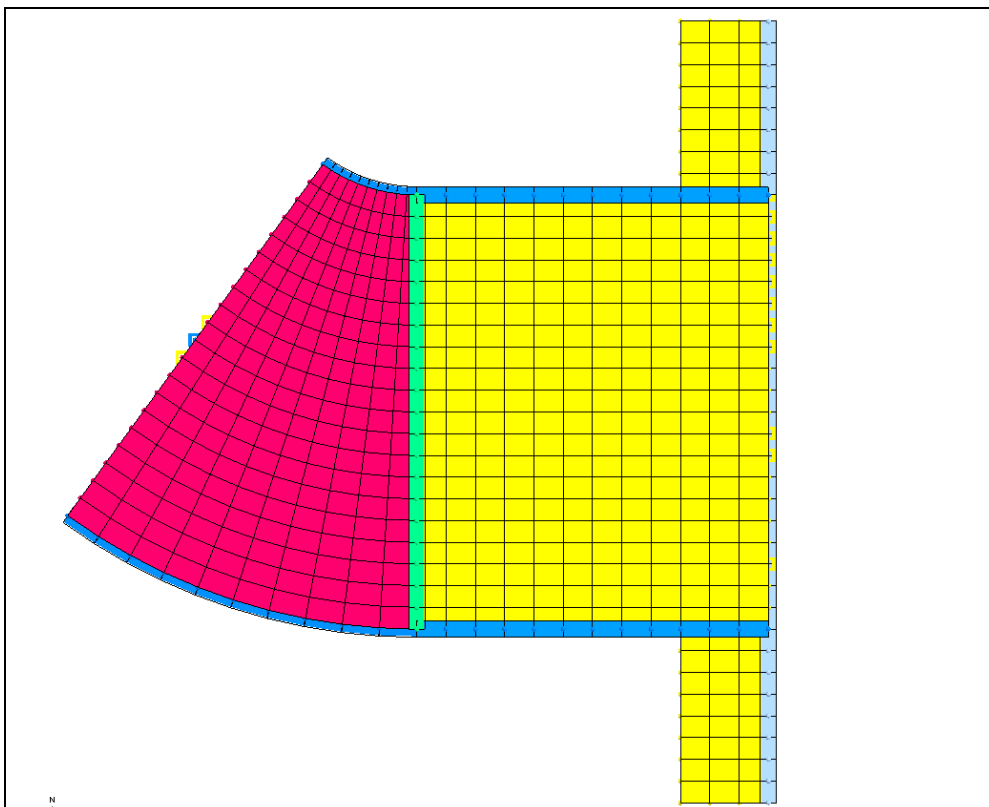
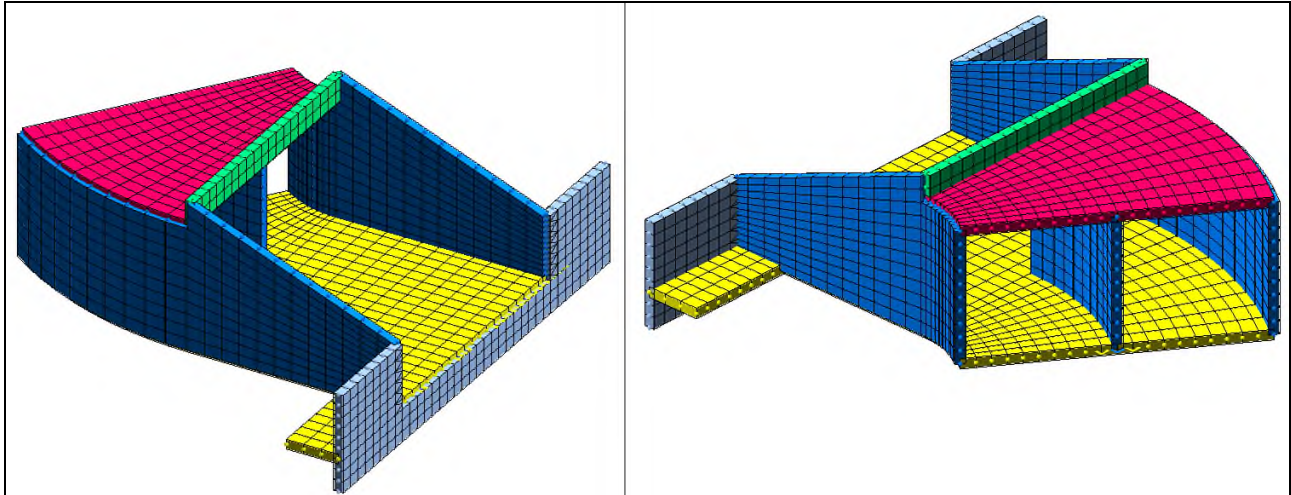
## 5.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il canale dello scarico di fondo del III settore verso la stazione di sollevamento sarà realizzato con elementi prefabbricati fino al manufatto di collegamento con l'invaso che sarà gettato in opera.

Gli elementi strutturali costituenti tale manufatto hanno spessore 30 cm sia in fondazione che in elevazione.

Sulla soletta di copertura è stato considerato un carico dovuto al riempimento in terra e un variabile pedonale.

Si rimanda agli elaborati grafici per ogni riscontro geometrico.



## 5.2. AZIONI SULLE STRUTTURE

### 5.2.1. Azioni Statiche

Di seguito si riportano i carichi considerati per il calcolo strutturale:

Peso proprio del calcestruzzo ordinario

25.00

kN/m<sup>3</sup>

Peso proprio acciaio	78.50	kN/m <sup>3</sup>
Permanente su soletta di copertura	25.00	kN/m <sup>2</sup>
Variabile acqua	30.00	kN/m <sup>2</sup>
Variabile accidentale su soletta di copertura	2.00	kN/m <sup>2</sup>
Carico vento e neve non sono stati considerati in quanto non dimensionanti		

### 5.2.2. Spinta terra zona tunnel

Spinte calcolate con coefficiente di spinta a riposo "k0" (utilizzato il k0 "puro"). La spinta è calcolata tramite il coefficiente di spinta a riposo k0 definito dall'utente, la sovrappinta sismica del terreno viene calcolata con la teoria delle spinte su muro rigido di Wood (1973).

- Attrito muro terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza muro terreno /  $c' = 0$
- Attrito terreno terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza terreno terreno /  $c' = 0$

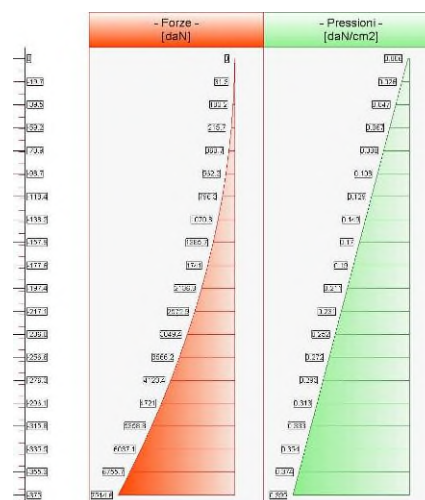
Il calcolo della spinta terra è stato eseguito prendendo in considerazione la stratigrafia indicata nella relazione geologica-tecnica del progetto definitiva e in particolare si è utilizzato un'unica tipologia di terreno denominata Livello 1 AB.

Si è considerato un carico variabile (di manutenzione) pari a 200 daN/mq per una larghezza di 3 m

Ne risultano le seguenti pressioni sulle pareti perimetrali che sono state applicate fino alla quota 148.00 (quota di estradosso della fondazione).

Elevazione quota [cm]	Pressioni [daN/cm <sup>2</sup> ]	Forze [daN]
0	0.006	0
0	0.006	0
-19.7	0.026	31
-39.5	0.047	103
-59.2	0.067	216
-78.9	0.088	369
-98.7	0.108	562
-118.4	0.129	796
-138.2	0.149	1071
-157.9	0.17	1386
-177.6	0.19	1741
-197.4	0.211	2137
-217.1	0.231	2573
-236.8	0.252	3049
-256.6	0.272	3566
-276.3	0.293	4123
-296.1	0.313	4721
-315.8	0.333	5359

-335.5	0.354	6037
-355.3	0.374	6756
-375	0.395	7515



### 5.2.3. Spinta terra zone con muro libero in testa

Spinte calcolate con coefficiente di spinta attiva "ka" (si considera il muro libero di traslare/ruotare al piede). Il calcolo della spinta è svolto secondo il metodo del cuneo di tentativo generalizzato (Rif.: Renato LANCELLOTTA "Geotecnica" (2004) - NAVFAC Design Manual 7.02 (1986)). Il metodo è iterativo e prevede la suddivisione del terreno a monte dell'opera in poligoni semplici definiti dal paramento, dalla successione stratigrafica e dalla superficie di scivolamento di tentativo. La procedura automatica vaglia numerose superfici di scivolamento ad ogni quota di calcolo lungo il paramento, determinando la configurazione che comporta la spinta massima sull'opera.

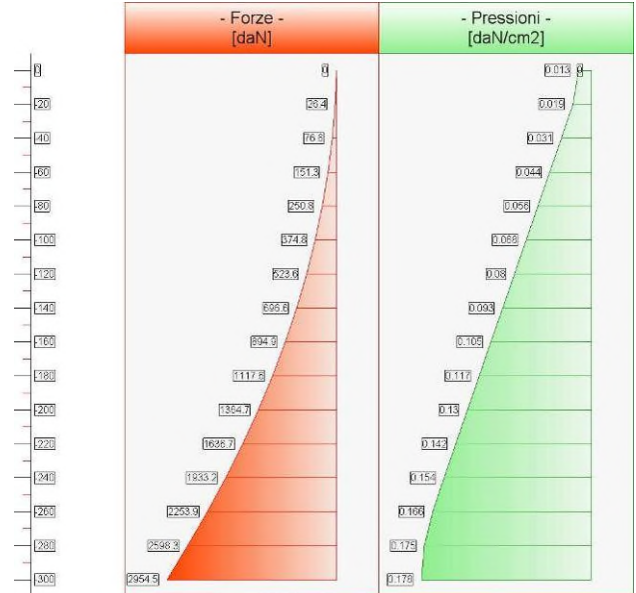
- Attrito muro terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza muro terreno /  $c' = 0$
- Attrito terreno terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza terreno terreno /  $c' = 0$

Il calcolo della spinta terra è stato eseguito prendendo in considerazione la stratigrafia indicata nella relazione geologica-tecnica del progetto definitiva e in particolare si è utilizzato un'unica tipologia di terreno denominata Livello 1 AB.

Si è considerato un carico variabile (di manutenzione) pari a 2500 daN/mq per una larghezza di 5 m

Ne risultano le seguenti pressioni sulle pareti perimetrali che sono state applicate fino alla quota 159.00 nella parte alta e 157.00 nella parte bassa (quota di estradosso della fondazione).

Elevazione		
quota [cm]	Pressioni [daN/cm <sup>2</sup> ]	Forze [daN]
0	0	0
0	0.013	0
-20	0.019	26
-40	0.031	77
-60	0.044	151
-80	0.056	251
-100	0.068	375
-120	0.08	524
-140	0.093	697
-160	0.105	895
-180	0.117	1118
-200	0.13	1365
-220	0.142	1637
-240	0.154	1933
-260	0.166	2254
-280	0.175	2598
-300	0.178	2954



#### 5.2.4. Azione sismica

Essendo la struttura parzialmente interrata è stata eseguita un'analisi sismica globale della struttura e in più si sono considerati gli incrementi della spinta terra dovuto al sisma

Di seguito i parametri utilizzati per la definizione di tale incremento

- località = Senago [45.58330000,9.11670000]
- vita nominale = 100 anni
- classe d'uso = IV
- SLU = SLV
- categoria di sottosuolo = cat C
- categoria topografica = categoria T1
- $a_g = 0.618 \text{ m/s}^2$
- $F_0 = 2.7759$
- $\beta_m = 1$
- >  $k_h = 0.095$
- >  $k_v = 0.0475$

L'incremento è stato valutato pari a  $0.070 \text{ daN/cm}^2$  ed è stato applicato sulle pareti perimetrali.

Di seguito invece i parametri risultanti dall'analisi statica della struttura globale

Edificio sito in località SENAGO ( long. 9.124 lat. 45.577200 )

Categoria del suolo di fondazione = C

Coeff. di amplificazione stratigrafica  $S_s = 1.500$

Coeff. di amplificazione topografica  $ST = 1.000$

$S = 1.500$

Vita nominale dell'opera VN = 100 anni

Coefficiente d'uso CU = 2.0

Periodo di riferimento VR = 200.0

PVR : probabilità di superamento in VR = 10 %

Tempo di ritorno = 1898

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

valori risultanti per :

ag 0.631 [g/10]

Fo 2.776

TC\* 0.314

Edificio con struttura in cem. armato :

Fattore di struttura q = 2.400

$q = q_0 * K_R * K_W$  dove :

$q_0 = 3.00$  ( Classe di duttilità "B" ( bassa ) )

$K_R = 0.8$  ( Edifici non regolari in altezza )

$K_W = 1.00$

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 1.279

Coeff. lambda = 1.0000

Sd = 0.110 per T1 = 0.18

Numero condizioni generanti carichi sismici : 2

Cond. 001 : Peso\_proprio\_\_\_\_\_ con coeff. 1.000

Cond. 002 : Permanente\_\_\_\_\_ con coeff. 1.000

Condizioni di carico sismico generate:

Cond. 005 : Sisma X

Cond. 006 : Sisma Y

Cond. 007 : Torcente add. X

Cond. 008 : Torcente add. Y

Carichi sismici :

Piani cm	Pesi daN	C. distr.	Forze di piano daN	Torc. di piano X daNcm	Torc. di piano Y daNcm	Baric. X cm	Baric. Y cm
33.3	3555	0.0161	57	4078	0	1230.0	425.0
100.0	81041	0.0484	3923	278903	250149	771.3	414.5
150.7	15784	0.0729	1151	81857	73418	698.5	380.2
201.4	9750	0.0975	950	67576	60609	756.7	388.7
252.1	11646	0.1220	1421	101031	90615	818.0	394.6
302.4	12992	0.1464	1902	135224	121283	601.1	370.5
353.5	7584	0.1711	1298	54860	75826	604.8	378.3
404.2	6370	0.1956	1246	52688	66178	523.1	369.4
455.2	33951	0.2203	7481	316270	337397	381.7	389.6
508.3	4247	0.2461	1045	41277	8360	603.7	425.0

### 5.3. CONDIZIONI DI CARICO

CONDIZIONI DI CARICO-----|-----|-----|-----|num.= 8

Nome

1 Peso\_proprio\_\_\_\_\_ N. carichi: 1544  
Lista carichi: 8198-9741

2 Permanente\_\_\_\_\_ N. carichi: 200  
Lista carichi: 6264-6463

3 \_\_\_\_\_ var N. carichi: 640  
Lista carichi: 6464-7103

4 spinta\_terra N. carichi: 606  
Lista carichi: 7104-7709

5 Sisma\_X N. carichi: 1575  
Lista carichi: 1-1575

6 Sisma\_Y N. carichi: 2063  
Lista carichi: 1576-3150, 7710-8197

7 Torcente\_add.\_X N. carichi: 1575  
Lista carichi: 3151-4725

8 Torcente\_add.\_Y N. carichi: 1538  
Lista carichi: 4726-6263

RISULTANTI DEI CARICHI (punto di applicazione nell'origine degli assi):

cond.	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.886978E+05	-7.530759E+07	1.282394E+08	0.000000E+00
2	0.000000E+00	0.000000E+00	-8.507331E+04	-3.390728E+07	3.050045E+07	0.000000E+00
3	0.000000E+00	0.000000E+00	-2.622753E+05	-1.085435E+08	1.776794E+08	0.000000E+00
4	2.093233E+04	3.746735E+04	0.000000E+00	-4.755857E+06	2.310096E+06	6.361054E+06
5	2.047400E+04	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	4.669613E+06	-8.033113E+06

6 3.847950E+03 3.231620E+04 0.000000E+00 -6.890025E+06 7.214906E+05 1.456077E+07  
 7 0.000000E+00 0.000000E+00 0.000000E+00 0.000000E+00 7.410278E+02 -1.133774E+06  
 8 0.000000E+00 0.000000E+00 0.000000E+00 8.594008E+03 0.000000E+00 1.083831E+06

#### 5.4. CASI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU SENZA SISMA	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.300	+		
2	SISMAX SLU	nessuna	somma	5	1.000	±		
				7	1.000	±		
3	SISMAY SLU	nessuna	somma	6	1.000	±		
				8	1.000	±		
4	SLU con SISMAX	S.L.U.	somma	1	1.000	+	2	1.000
				2	1.000	+		
				4	1.000	+		
5	SLU con SISMAY	S.L.U.	somma	1	1.000	+	3	1.000
				2	1.000	+		
				4	1.000	+		
6	SLUGeo	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				4	1.000	+		
7	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
8	Frequente	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				4	1.000	+		
9	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				4	1.000	+		

Segue il riassunto dei Casi di calcolo analizzati. I dettagli di ciascun Caso (sollecitazioni, verifiche, ecc.) sono specificati nei paragrafi successivi.

Indici e nomi dei casi di carico		
Caso	Nome	Sestetti
1	SLU SENZA SISMA (SLU Appr.1 Comb.1)	1-1
2	SLU con SISMAX (SLU Appr.1 Comb.1)	da 2-1 a 2-4
3	SLU con SISMAX (SLU Appr.1 Comb.2)	da 3-1 a 3-4
4	SLU con SISMAY (SLU Appr.1 Comb.1)	da 4-1 a 4-4
5	SLU con SISMAY (SLU Appr.1 Comb.2)	da 5-1 a 5-4
6	SLUGeo (SLU Appr.1 Comb.2)	6-1

La seguente tabella elenca i coefficienti di sicurezza parziali, applicati alle caratteristiche meccaniche del terreno, alla capacità portante, alla resistenza a scorrimento e del terreno, per ciascun Caso di calcolo.

Caso	$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{G1,sfa}$	$\gamma_{G2,fav}$	$\gamma_{G2,sfa}$	$\gamma_{Q1,fav}$	$\gamma_{Q1,sfa}$	$\gamma_{\gamma}$	$\gamma_{\phi}$	$\gamma_{c'}$	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	$\gamma_{R,eq}$	$\gamma_{R,upl}$
1	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10	1.00	-	-
4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10	1.00	-	-
6	1.00	1.00	0.00	1.30	0.00	1.30	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10	1.00	-	-

#### 5.5. DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno.



Per le verifiche in condizioni drenate, si utilizzano i coefficienti di capacità portante  $N_q$  (Prandtl, 1921),  $N_c$  (Reissner, 1924),  $N_\gamma$  (Vesic, 1973), i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione ( $s$ , Meyerhof, 1951 e 1963), all'approfondimento ( $d$ , Brinch Hansen, 1970), all'inclinazione del carico ( $i$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano di posa ( $b$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano campagna ( $g$ , Vesic, 1973), e all'azione sismica ( $h$  - Maugeri e Novità, 2004).

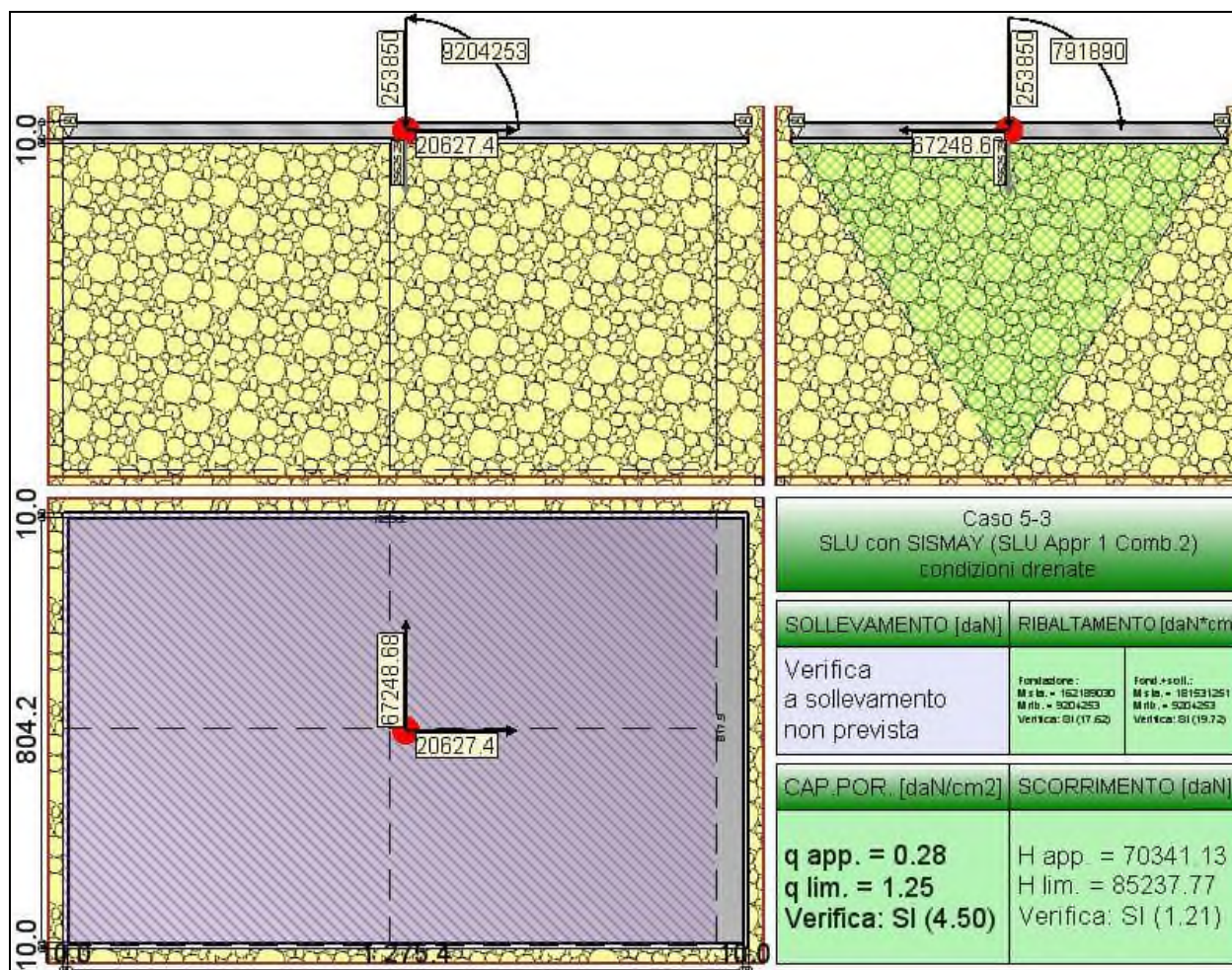
Nel caso di terreno eterogeneo (litologie differenti, presenza di falda), i parametri meccanici utilizzati nel calcolo sono ottenuti come media ponderata dei valori rinvenuti all'interno del cuneo di rottura.

La resistenza a scorrimento, viene ottenuta sommando i contributi del carico normale al piano di posa moltiplicato per il coefficiente d'attrito, e dell'area del piano di posa (eventualmente ridotta per carico verticale eccentrico) per l'adesione fondazione-terreno. In condizioni drenate, l'attrito fondazione terreno è assunto pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno moltiplicato per il coefficiente 0.75, l'adesione fondazione terreno è trascurata (assunta pari a 0). Si considera il contributo della pressione del terreno a lato della fondazione. La resistenza laterale del terreno è assunta pari alla resistenza passiva disponibile moltiplicata per 0.50.

## 5.6. DESCRIZIONE DEL TERRENO

La stratigrafia è eterogenea, presenta 2 strati							
n.	nome	$z_i$ [cm]	$z_f$ [cm]	$\gamma_d$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$\gamma_t$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\phi'$ [°]
1	livello 1AB	0	-700	0.00185	0.002	0	28
2	Sabbia	-700	-3500	0.00195	0.00215	0	35
La stratigrafia contiene una falda							
n.		$z_i$ [cm]	$z_f$ [cm]	$\gamma_w$ [daN/cm <sup>3</sup> ]			
1		-1200	-3500	0.00098			

## 5.7. VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE





La fondazione ha piano di posa rettangolare, con lato X di 1295.4 [cm], lato Y di 824.24 [cm], e centro alla quota  $z = -70$  [cm]. Il piano di posa è orizzontale.

### 5.7.1. Sollecitazioni al piano di posa

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	F <sub>x</sub> [daN]	F <sub>y</sub> [daN]	F <sub>z</sub> [daN]	M <sub>x</sub> [daN*cm]	M <sub>y</sub> [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	19260.65	50820.89	-755605.88	16418314	7708164	0	0	25
2-1	34961.21	40579.85	-276444.29	6243302	-7618265	0	0	25
2-2	-1419.89	38701.36	-280275.29	6184156	-14441222	0	0	25
2-3	34908.91	39525.23	-276427.29	5994627	-7570948	0	0	25
2-4	-1472.19	37646.75	-280258.29	5935480	-14393904	0	0	25
3-1	34961.21	40579.85	-276444.29	6243302	-7618265	0	0	25
3-2	-1419.89	38701.36	-280275.29	6184156	-14441222	0	0	25
3-3	34908.91	39525.23	-276427.29	5994627	-7570948	0	0	25
3-4	-1472.19	37646.75	-280258.29	5935480	-14393904	0	0	25
4-1	20445.39	65631.91	-279510.29	770201	-9154455	0	0	25
4-2	12861.62	10977.91	-277226.29	11386893	-12807917	0	0	25
4-3	20627.4	67248.68	-279475.29	791890	-9204253	0	0	25
4-4	13043.63	12594.68	-277192.29	11408581	-12857715	0	0	25
5-1	20445.39	65631.91	-279510.29	770201	-9154455	0	0	25
5-2	12861.62	10977.91	-277226.29	11386893	-12807917	0	0	25
5-3	20627.4	67248.68	-279475.29	791890	-9204253	0	0	25
5-4	13043.63	12594.68	-277192.29	11408581	-12857715	0	0	25
6-1	14664.29	39046.36	-630456.29	13874843	5705594	0	0	25
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	H <sub>x</sub> [daN]	H <sub>y</sub> [daN]	V <sub>z</sub> [daN]	M <sub>x</sub> [daN*cm]	M <sub>y</sub> [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	19260.65	50820.89	-755605.88	15147792	8189680	-	-	-
2-1	34961.21	40579.85	-276444.29	5228806	-6744235	-	-	-
2-2	-1419.89	38701.36	-280275.29	5216622	-14476719	-	-	-
2-3	34908.91	39525.23	-276427.29	5006496	-6698225	-	-	-
2-4	-1472.19	37646.75	-280258.29	4994311	-14430709	-	-	-
3-1	34961.21	40579.85	-276444.29	5228806	-6744235	-	-	-
3-2	-1419.89	38701.36	-280275.29	5216622	-14476719	-	-	-
3-3	34908.91	39525.23	-276427.29	5006496	-6698225	-	-	-
3-4	-1472.19	37646.75	-280258.29	4994311	-14430709	-	-	-
4-1	20445.39	65631.91	-279510.29	-870597	-8643320	-	-	-
4-2	12861.62	10977.91	-277226.29	11112445	-12486376	-	-	-
4-3	20627.4	67248.68	-279475.29	-889327	-8688568	-	-	-
4-4	13043.63	12594.68	-277192.29	11093714	-12531624	-	-	-
5-1	20445.39	65631.91	-279510.29	-870597	-8643320	-	-	-
5-2	12861.62	10977.91	-277226.29	11112445	-12486376	-	-	-
5-3	20627.4	67248.68	-279475.29	-889327	-8688568	-	-	-
5-4	13043.63	12594.68	-277192.29	11093714	-12531624	-	-	-
6-1	14664.29	39046.36	-630456.29	12898684	6072201	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo X (max = 51.65 [cm]) e lungo Y (max = 40.08 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	10.84	20.05	asse Y	asse X
2-1	24.4	18.91	asse Y	asse X
2-2	51.65	18.61	asse Y	asse X
2-3	24.23	18.11	asse Y	asse X
2-4	51.49	17.82	asse Y	asse X
3-1	24.4	18.91	asse Y	asse X
3-2	51.65	18.61	asse Y	asse X
3-3	24.23	18.11	asse Y	asse X
3-4	51.49	17.82	asse Y	asse X
4-1	30.92	3.11	asse Y	asse X
4-2	45.04	40.08	asse Y	asse X
4-3	31.09	3.18	asse Y	asse X
4-4	45.21	40.02	asse Y	asse X
5-1	30.92	3.11	asse Y	asse X

5-2	45.04	40.08	asse Y	asse X
5-3	31.09	3.18	asse Y	asse X
5-4	45.21	40.02	asse Y	asse X
6-1	9.63	20.46	asse Y	asse X

### 5.7.2. Capacità portante

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	$\gamma_\phi$	$\gamma_\gamma$	$\varphi$ [°]	$\gamma'$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$N_\gamma$	$S_\gamma$	$d_\gamma$	$i_{b\gamma}$	$i_{l\gamma}$	$b_\gamma$	$g_\gamma$	$h_\gamma$	$q'_{lim,\gamma}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
1-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.74	1.17	1.00	0.83	0.94	1.00	1.00	-	11.14
2-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.74	1.17	1.00	0.66	0.72	1.00	1.00	0.59	4.01
2-2	1.00	1.00	28	0.00185	16.74	1.18	1.00	0.68	0.99	1.00	1.00	0.59	5.67
2-3	1.00	1.00	28	0.00185	16.74	1.18	1.00	0.67	0.72	1.00	1.00	0.59	4.07
2-4	1.00	1.00	28	0.00185	16.74	1.18	1.00	0.69	0.99	1.00	1.00	0.59	5.74
3-1	1.25	1.00	23	0.00185	8.25	1.14	1.00	0.66	0.72	1.00	1.00	0.53	1.75
3-2	1.25	1.00	23	0.00185	8.25	1.15	1.00	0.68	0.99	1.00	1.00	0.53	2.47
3-3	1.25	1.00	23	0.00185	8.25	1.14	1.00	0.67	0.72	1.00	1.00	0.53	1.77
3-4	1.25	1.00	23	0.00185	8.25	1.15	1.00	0.69	0.99	1.00	1.00	0.53	2.5
4-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.81	1.18	1.00	0.50	0.83	1.00	1.00	0.59	3.67
4-2	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.17	1.00	0.90	0.89	1.00	1.00	0.59	6.34
4-3	1.00	1.00	28	0.00185	16.81	1.18	1.00	0.49	0.83	1.00	1.00	0.59	3.59
4-4	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.17	1.00	0.89	0.89	1.00	1.00	0.59	6.23
5-1	1.25	1.00	23	0.00185	8.25	1.15	1.00	0.50	0.83	1.00	1.00	0.53	1.59
5-2	1.25	1.00	23	0.00185	8.25	1.14	1.00	0.90	0.89	1.00	1.00	0.53	2.77
5-3	1.25	1.00	23	0.00185	8.25	1.15	1.00	0.49	0.83	1.00	1.00	0.53	1.56
5-4	1.25	1.00	23	0.00185	8.25	1.14	1.00	0.89	0.89	1.00	1.00	0.53	2.72
6-1	1.25	1.00	23	0.00185	8.25	1.14	1.00	0.85	0.95	1.00	1.00	-	5.45
Caso	$\gamma_{c'}$	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_c$	$S_c$	$d_c$	$i_{bc}$	$i_{lc}$	$b_c$	$g_c$	$h_c$	$q'_{lim,c}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]		
1-1	1.00	0	25.82	1.34	1.03	0.89	0.96	1.00	1.00	-	0		
2-1	1.00	0	25.82	1.35	1.03	0.76	0.82	1.00	1.00	0.83	0		
2-2	1.00	0	25.82	1.37	1.03	0.77	0.99	1.00	1.00	0.83	0		
2-3	1.00	0	25.82	1.35	1.03	0.76	0.82	1.00	1.00	0.83	0		
2-4	1.00	0	25.83	1.37	1.03	0.78	0.99	1.00	1.00	0.83	0		
3-1	1.25	0	18.10	1.29	1.03	0.74	0.81	1.00	1.00	0.82	0		
3-2	1.25	0	18.10	1.30	1.03	0.76	0.99	1.00	1.00	0.82	0		
3-3	1.25	0	18.10	1.29	1.03	0.75	0.81	1.00	1.00	0.82	0		
3-4	1.25	0	18.10	1.30	1.03	0.77	0.99	1.00	1.00	0.82	0		
4-1	1.00	0	25.88	1.37	1.03	0.63	0.89	1.00	1.00	0.83	0		
4-2	1.00	0	25.80	1.34	1.03	0.93	0.93	1.00	1.00	0.83	0		
4-3	1.00	0	25.88	1.37	1.03	0.62	0.89	1.00	1.00	0.83	0		
4-4	1.00	0	25.80	1.34	1.03	0.92	0.93	1.00	1.00	0.83	0		
5-1	1.25	0	18.10	1.30	1.03	0.61	0.89	1.00	1.00	0.82	0		
5-2	1.25	0	18.10	1.28	1.03	0.93	0.93	1.00	1.00	0.82	0		
5-3	1.25	0	18.10	1.30	1.03	0.60	0.89	1.00	1.00	0.82	0		
5-4	1.25	0	18.10	1.28	1.03	0.92	0.93	1.00	1.00	0.82	0		
6-1	1.25	0	18.10	1.28	1.03	0.89	0.96	1.00	1.00	-	0		
Caso	$q'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_q$	$S_q$	$d_q$	$i_{bq}$	$i_{lq}$	$b_q$	$g_q$	$h_q$	$q'_{lim,q}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]			
1-1	0.13	14.73	1.17	1.03	0.89	0.96	1.00	1.00	-	1.98			
2-1	0.13	14.74	1.17	1.03	0.77	0.83	1.00	1.00	0.76	1.13			
2-2	0.13	14.74	1.18	1.03	0.79	0.99	1.00	1.00	0.76	1.38			
2-3	0.13	14.74	1.18	1.03	0.78	0.83	1.00	1.00	0.76	1.13			
2-4	0.13	14.74	1.18	1.03	0.79	0.99	1.00	1.00	0.76	1.39			
3-1	0.13	8.70	1.14	1.03	0.77	0.83	1.00	1.00	0.76	0.65			
3-2	0.13	8.70	1.15	1.03	0.79	0.99	1.00	1.00	0.76	0.79			
3-3	0.13	8.70	1.14	1.03	0.78	0.83	1.00	1.00	0.76	0.65			
3-4	0.13	8.70	1.15	1.03	0.79	0.99	1.00	1.00	0.76	0.8			
4-1	0.13	14.78	1.18	1.03	0.65	0.90	1.00	1.00	0.76	1.04			
4-2	0.13	14.72	1.17	1.03	0.94	0.94	1.00	1.00	0.76	1.53			
4-3	0.13	14.78	1.18	1.03	0.64	0.90	1.00	1.00	0.76	1.02			
4-4	0.13	14.72	1.17	1.03	0.93	0.94	1.00	1.00	0.76	1.52			
5-1	0.13	8.70	1.15	1.03	0.65	0.90	1.00	1.00	0.76	0.59			
5-2	0.13	8.70	1.14	1.03	0.94	0.94	1.00	1.00	0.76	0.88			
5-3	0.13	8.70	1.15	1.03	0.64	0.90	1.00	1.00	0.76	0.59			
5-4	0.13	8.70	1.14	1.03	0.93	0.94	1.00	1.00	0.76	0.87			

6-1	0.13	8.70	1.14	1.03	0.90	0.97	1.00	1.00	-	1.15
-----	------	------	------	------	------	------	------	------	---	------

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,v}$	$q'_{lim}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	$R_d$ [daN]	$E_d$ [daN]	Verifica
1-1	1.00	13.11	998784.16	13097521.2	755605.9	SI (13097521.2/755605.9 = 17.33 >= 1.0)
2-1	1.00	5.13	980345.6	5030961.1	276444.3	SI (5030961.1/276444.3 = 18.20 >= 1.0)
2-2	1.00	7.05	938197.57	6611496.3	280275.3	SI (6611496.3/280275.3 = 23.59 >= 1.0)
2-3	1.00	5.2	982607.75	5109221.9	276427.3	SI (5109221.9/276427.3 = 18.48 >= 1.0)
2-4	1.00	7.13	940340.09	6707616.3	280258.3	SI (6707616.3/280258.3 = 23.93 >= 1.0)
3-1	1.80	1.39	980345.6	1361258.3	276444.3	SI (1361258.3/276444.3 = 4.92 >= 1.0)
3-2	1.80	1.87	938197.57	1755045	280275.3	SI (1755045/280275.3 = 6.26 >= 1.0)
3-3	1.80	1.41	982607.75	1380954.7	276427.3	SI (1380954.7/276427.3 = 5.00 >= 1.0)
3-4	1.80	1.89	940340.09	1779027.4	280258.3	SI (1779027.4/280258.3 = 6.35 >= 1.0)
4-1	1.00	4.7	1009059.82	4746131.9	279510.3	SI (4746131.9/279510.3 = 16.98 >= 1.0)
4-2	1.00	7.87	896843.37	7058580.4	277226.3	SI (7058580.4/277226.3 = 25.46 >= 1.0)
4-3	1.00	4.61	1008622.35	4650892.3	279475.3	SI (4650892.3/279475.3 = 16.64 >= 1.0)
4-4	1.00	7.74	896743.23	6945136.2	277192.3	SI (6945136.2/277192.3 = 25.06 >= 1.0)
5-1	1.80	1.27	1009059.82	1282462.5	279510.3	SI (1282462.5/279510.3 = 4.59 >= 1.0)
5-2	1.80	2.09	896843.37	1872797.2	277226.3	SI (1872797.2/277226.3 = 6.76 >= 1.0)
5-3	1.80	1.25	1008622.35	1258421.5	279475.3	SI (1258421.5/279475.3 = 4.50 >= 1.0)
5-4	1.80	2.06	896743.23	1844060.8	277192.3	SI (1844060.8/277192.3 = 6.65 >= 1.0)
6-1	1.80	3.73	999625.57	3725920	630456.3	SI (3725920/630456.3 = 5.91 >= 1.0)

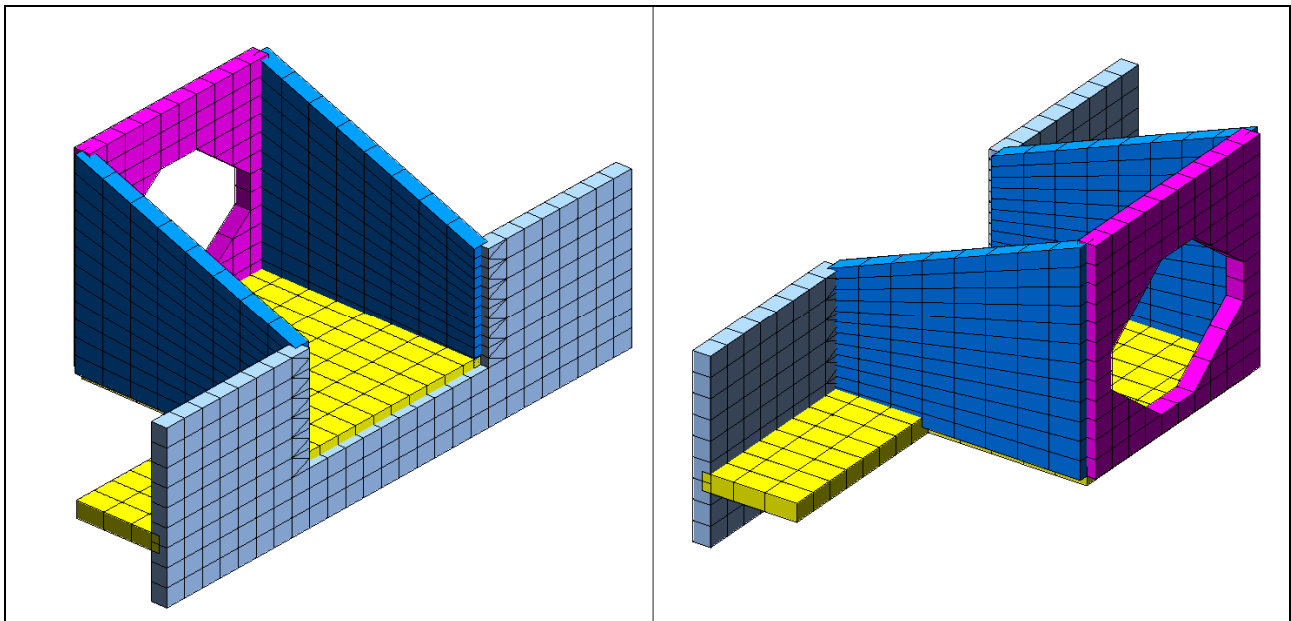
## 6. COLLEGAMENTO SCARICO DI FONDO II SETTORE

### 6.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il canale dello scarico di fondo del II settore verso la stazione di sollevamento sarà realizzato con elementi prefabbricati fino al manufatto di collegamento con l'invaso che sarà gettato in opera.

Gli elementi strutturali costituenti tale manufatto hanno spessore 30 cm sia in fondazione che in elevazione.

Si rimanda agli elaborati grafici per ogni riscontro geometrico.



## 6.2. AZIONI SULLE STRUTTURE

### 6.2.1. Azioni Statiche

Di seguito si riportano i carichi considerati per il calcolo strutturale:

Peso proprio del calcestruzzo ordinario	25.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso proprio acciaio	78.50	kN/m <sup>3</sup>
Variabile acqua	30.00	kN/m <sup>2</sup>
Carico vento e neve non sono stati considerati in quanto non dimensionanti		

### 6.2.2. Spinta terra

Spinte calcolate con coefficiente di spinta a riposo "k<sub>0</sub>" (utilizzato il K<sub>0</sub> "puro"). La spinta è calcolata tramite il coefficiente di spinta a riposo k<sub>0</sub> definito dall'utente, la sovraspinta sismica del terreno viene calcolata con la teoria delle spinte su muro rigido di Wood (1973).

- Attrito muro terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza muro terreno /  $c' = 0$
- Attrito terreno terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza terreno terreno /  $c' = 0$

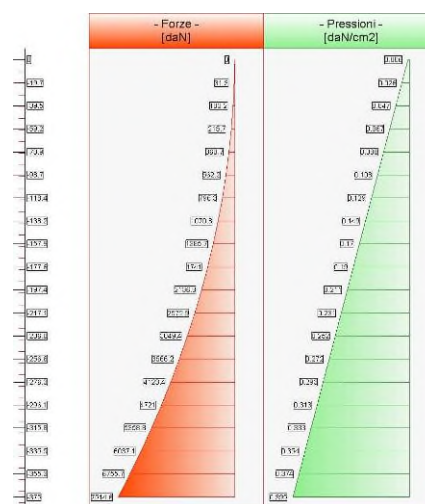
Il calcolo della spinta terra è stato eseguito prendendo in considerazione la stratigrafia indicata nella relazione geologica-tecnica del progetto definitiva e in particolare si è utilizzato un'unica tipologia di terreno denominata Livello 1 AB.

Si è considerato un carico variabile (di manutenzione) pari a 200 daN/mq per una larghezza di 3 m

Ne risultano le seguenti pressioni sulle pareti perimetrali che sono state applicate fino alla quota 148.00 (quota di estradosso della fondazione).

Elevazione quota [cm]	Pressioni [daN/cm <sup>2</sup> ]	Forze [daN]
0	0.006	0
0	0.006	0
-19.7	0.026	31
-39.5	0.047	103
-59.2	0.067	216
-78.9	0.088	369
-98.7	0.108	562
-118.4	0.129	796
-138.2	0.149	1071
-157.9	0.17	1386
-177.6	0.19	1741
-197.4	0.211	2137
-217.1	0.231	2573
-236.8	0.252	3049
-256.6	0.272	3566
-276.3	0.293	4123
-296.1	0.313	4721
-315.8	0.333	5359

-335.5	0.354	6037
-355.3	0.374	6756
-375	0.395	7515



### 6.2.3. Azione sismica

Essendo la struttura interamente interrata non è stata eseguita un'analisi sismica globale della struttura ma si è considerato un incremento della spinta terra dovuto al sisma

Di seguito i parametri utilizzati per la definizione di tale incremento

- località = Senago [45.58330000,9.11670000]
- vita nominale = 100 anni
- classe d'uso = IV

- SLU = SLV
- categoria di sottosuolo = cat C
- categoria topografica = categoria T1
- $ag = 0.618 \text{ m/s}^2$
- $Fo = 2.7759$
- $\beta = 1$
- >  $k_h = 0.095$
- >  $k_v = 0.0475$

L'incremento è stato valutato pari a  $0.070 \text{ daN/cm}^2$  ed è stato applicato sulle pareti perimetrali.

### 6.3. CONDIZIONI DI CARICO

CONDIZIONI DI CARICO-----|-----|-----|-----| num.= 4

Nome  
 1 Peso\_proprio\_\_\_\_\_ N. carichi: 598  
 Lista carichi: 585-1182  
 2 \_\_\_\_\_ var N. carichi: 80  
 Lista carichi: 1-80  
 3 spinta\_terra N. carichi: 312  
 Lista carichi: 81-392  
 4 Sisma\_ N. carichi: 192  
 Lista carichi: 393-584

RISULTANTI DEI CARICHI (punto di applicazione nell'origine degli assi):

cond.	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	0.000000E+00	0.000000E+00	-6.224192E+04	-2.645282E+07	1.176020E+08	0.000000E+00
2	0.000000E+00	0.000000E+00	-5.056395E+04	-2.148968E+07	9.320706E+07	0.000000E+00
3	9.614827E+03	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	8.673267E+05	-4.086301E+06
4	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00

### 6.4. CASI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU SENZA SISMA	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.300	+		
3	SISMAY SLU	nessuna	somma	5	1.000	±		
5	SLU con SISMAY	S.L.U.	somma	1	1.000	+	3	1.000
				2	1.000	+		
				4	1.000	+		
6	SLUGeo	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				4	1.000	+		
7	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
8	Frequente	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				4	1.000	+		
9	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				4	1.000	+		

Segue il riassunto dei Casi di calcolo analizzati. I dettagli di ciascun Caso (sollecitazioni, verifiche, ecc.) sono specificati nei paragrafi successivi.

Indici e nomi dei casi di carico		
Caso	Nome	Sestetti

1	SLU SENZA SISMA (SLU Appr.1 Comb.1)	1-1
2	SLU con SISMAY (SLU Appr.1 Comb.1)	da 2-1 a 2-2
3	SLU con SISMAY (SLU Appr.1 Comb.2)	da 3-1 a 3-2
4	SLUGeo (SLU Appr.1 Comb.2)	4-1

La seguente tabella elenca i coefficienti di sicurezza parziali, applicati alle caratteristiche meccaniche del terreno, alla capacità portante, alla resistenza a scorrimento e del terreno, per ciascun Caso di calcolo.

Caso	$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{G1,sfa}$	$\gamma_{G2,fav}$	$\gamma_{G2,sfa}$	$\gamma_{Q1,fav}$	$\gamma_{Q1,sfa}$	$\gamma_{\gamma}$	$\gamma_{\phi}$	$\gamma_{c'}$	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	$\gamma_{R,eq}$	$\gamma_{R,upl}$
1	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10	1.00	-	-
4	1.00	1.00	0.00	1.30	0.00	1.30	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10	1.00	-	-

## 6.5. DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno.

Per le verifiche in condizioni drenate, si utilizzano i coefficienti di capacità portante  $N_q$  (Prandtl, 1921),  $N_c$  (Reissner, 1924),  $N_{\gamma}$  (Vesic, 1973), i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione ( $s$ , Meyerhof, 1951 e 1963), all'approfondimento ( $d$ , Brinch Hansen, 1970), all'inclinazione del carico ( $i$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano di posa ( $b$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano campagna ( $g$ , Vesic, 1973), e all'azione sismica ( $h$  - Maugeri e Novità, 2004).

Nel caso di terreno eterogeneo (litologie differenti, presenza di falda), i parametri meccanici utilizzati nel calcolo sono ottenuti come media ponderata dei valori rinvenuti all'interno del cuneo di rottura.

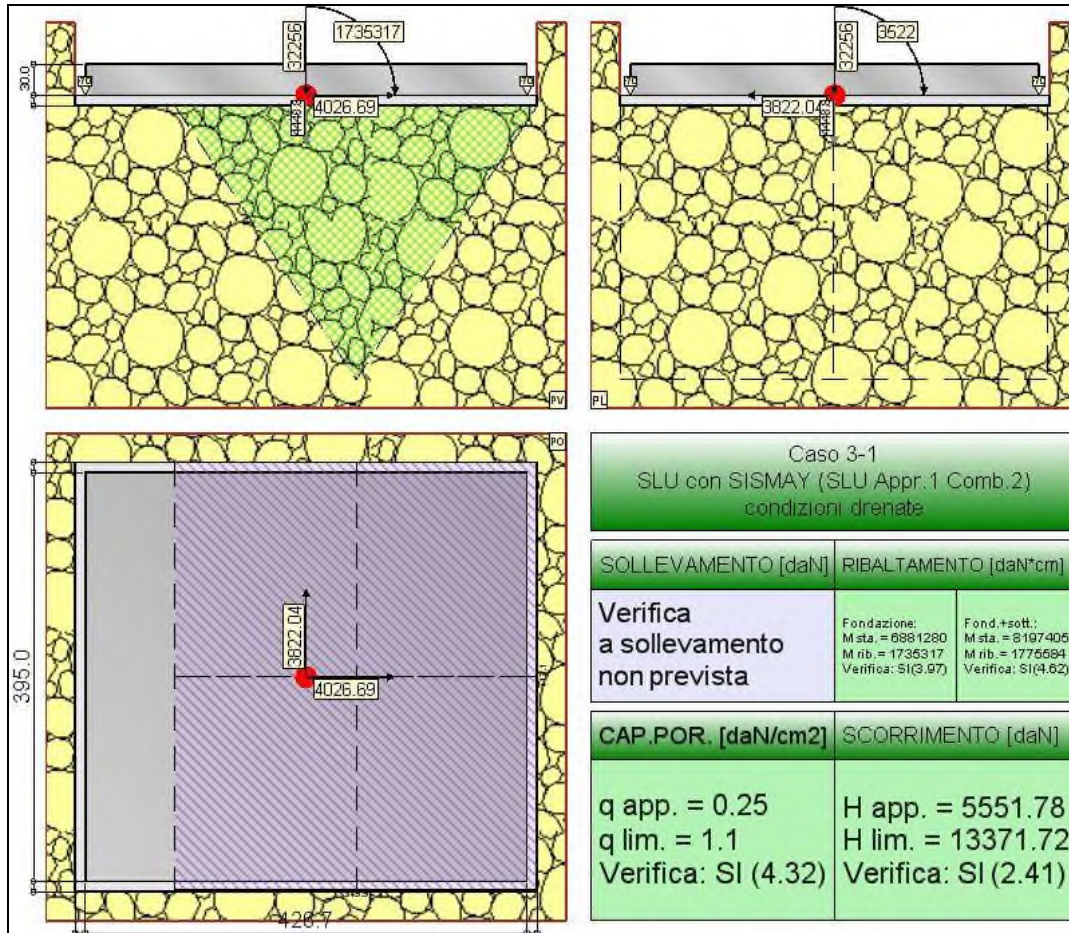
La resistenza a scorrimento, viene ottenuta sommando i contributi del carico normale al piano di posa moltiplicato per il coefficiente d'attrito, e dell'area del piano di posa (eventualmente ridotta per carico verticale eccentrico) per l'adesione fondazione-terreno. In condizioni drenate, l'attrito fondazione terreno è assunto pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno moltiplicato per il coefficiente 0.75, l'adesione fondazione terreno è trascurata (assunta pari a 0). Si considera il contributo della pressione del terreno a lato della fondazione. La resistenza laterale del terreno è assunta pari alla resistenza passiva disponibile moltiplicata per 0.50.

## 6.6. DESCRIZIONE DEL TERRENO

La stratigrafia è eterogenea, presenta 2 strati							
n.	nome	$z_i$ [cm]	$z_f$ [cm]	$\gamma_d$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$\gamma_t$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\phi'$ [°]
1	livello 1AB	0	-700	0.00185	0.002	0	28
2	Sabbia	-700	-3500	0.00195	0.00215	0	35
La stratigrafia contiene una falda							
n.	$z_i$ [cm]		$z_f$ [cm]	$\gamma_w$ [daN/cm <sup>3</sup> ]			
1	-1200		-3500	0.00098			



## 6.7. VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE



La fondazione ha piano di posa rettangolare, con lato X di 425 [cm], lato Y di 395 [cm], e centro alla quota z = -80 [cm]. Il piano di posa è orizzontale.

### 6.7.1. Sollecitazioni al piano di posa

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	2902.6	5567.26	-109791.44	11556	529894	0	0	10
2-1	4026.69	3822.04	-36704.8	3522	1735317	0	0	10
2-2	4026.69	3822.04	-36704.8	3522	1735317	0	0	10
3-1	4026.69	3822.04	-36704.8	3522	1735317	0	0	10
3-2	4026.69	3822.04	-36704.8	3522	1735317	0	0	10
4-1	2005.54	4340.83	-90502.8	9569	239435	0	0	10
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	Hx [daN]	Hy [daN]	Vz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	2902.6	5567.26	-109791.44	-44117	558920	-	-	-
2-1	4026.69	3822.04	-36704.8	-34698	1775584	-	-	-
2-2	4026.69	3822.04	-36704.8	-34698	1775584	-	-	-
3-1	4026.69	3822.04	-36704.8	-34698	1775584	-	-	-
3-2	4026.69	3822.04	-36704.8	-34698	1775584	-	-	-
4-1	2005.54	4340.83	-90502.8	-33839	259490	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo X (max = 48.37 [cm]) e lungo Y (max = 0.95 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	5.09	0.4	asse Y	asse X
2-1	48.37	0.95	asse X	asse Y
2-2	48.37	0.95	asse X	asse Y
3-1	48.37	0.95	asse X	asse Y
3-2	48.37	0.95	asse X	asse Y
4-1	2.87	0.37	asse Y	asse X

### 6.7.2. Capacità portante

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	$\gamma_\phi$	$\gamma_\gamma$	$\varphi$ [°]	$\gamma'$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$N_\gamma$	$s_\gamma$	$d_\gamma$	$i_{b\gamma}$	$i_{l\gamma}$	$b_\gamma$	$g_\gamma$	$h_\gamma$	$q'_{lim,\gamma}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
1-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.26	1.00	0.88	0.94	1.00	1.00	-	6.64
2-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.23	1.00	0.74	0.76	1.00	1.00	0.59	2.22
2-2	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.23	1.00	0.74	0.76	1.00	1.00	0.59	2.22
3-1	1.25	1.00	23	0.00185	8.25	1.19	1.00	0.74	0.76	1.00	1.00	0.53	0.96
3-2	1.25	1.00	23	0.00185	8.25	1.19	1.00	0.74	0.76	1.00	1.00	0.53	0.96
4-1	1.25	1.00	23	0.00185	8.25	1.21	1.00	0.88	0.95	1.00	1.00	-	3.21
Caso	$\gamma_{c'}$	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_c$	$s_c$	$d_c$	$i_{bc}$	$i_{lc}$	$b_c$	$g_c$	$h_c$	$q'_{lim,c}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]		
1-1	1.00	0	25.80	1.53	1.06	0.92	0.96	1.00	1.00	-	0		
2-1	1.00	0	25.80	1.47	1.07	0.82	0.84	1.00	1.00	0.83	0		
2-2	1.00	0	25.80	1.47	1.07	0.82	0.84	1.00	1.00	0.83	0		
3-1	1.25	0	18.10	1.39	1.08	0.81	0.83	1.00	1.00	0.82	0		
3-2	1.25	0	18.10	1.39	1.08	0.81	0.83	1.00	1.00	0.82	0		
4-1	1.25	0	18.10	1.43	1.07	0.92	0.96	1.00	1.00	-	0		
Caso	$q'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_q$	$s_q$	$d_q$	$i_{bq}$	$i_{lq}$	$b_q$	$g_q$	$h_q$	$q'_{lim,q}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]			
1-1	0.15	14.72	1.26	1.06	0.92	0.96	1.00	1.00	-	2.58			
2-1	0.15	14.72	1.23	1.07	0.84	0.85	1.00	1.00	0.76	1.56			
2-2	0.15	14.72	1.23	1.07	0.84	0.85	1.00	1.00	0.76	1.56			
3-1	0.15	8.70	1.19	1.07	0.84	0.85	1.00	1.00	0.76	0.89			
3-2	0.15	8.70	1.19	1.07	0.84	0.85	1.00	1.00	0.76	0.89			
4-1	0.15	8.70	1.21	1.06	0.93	0.97	1.00	1.00	-	1.49			

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

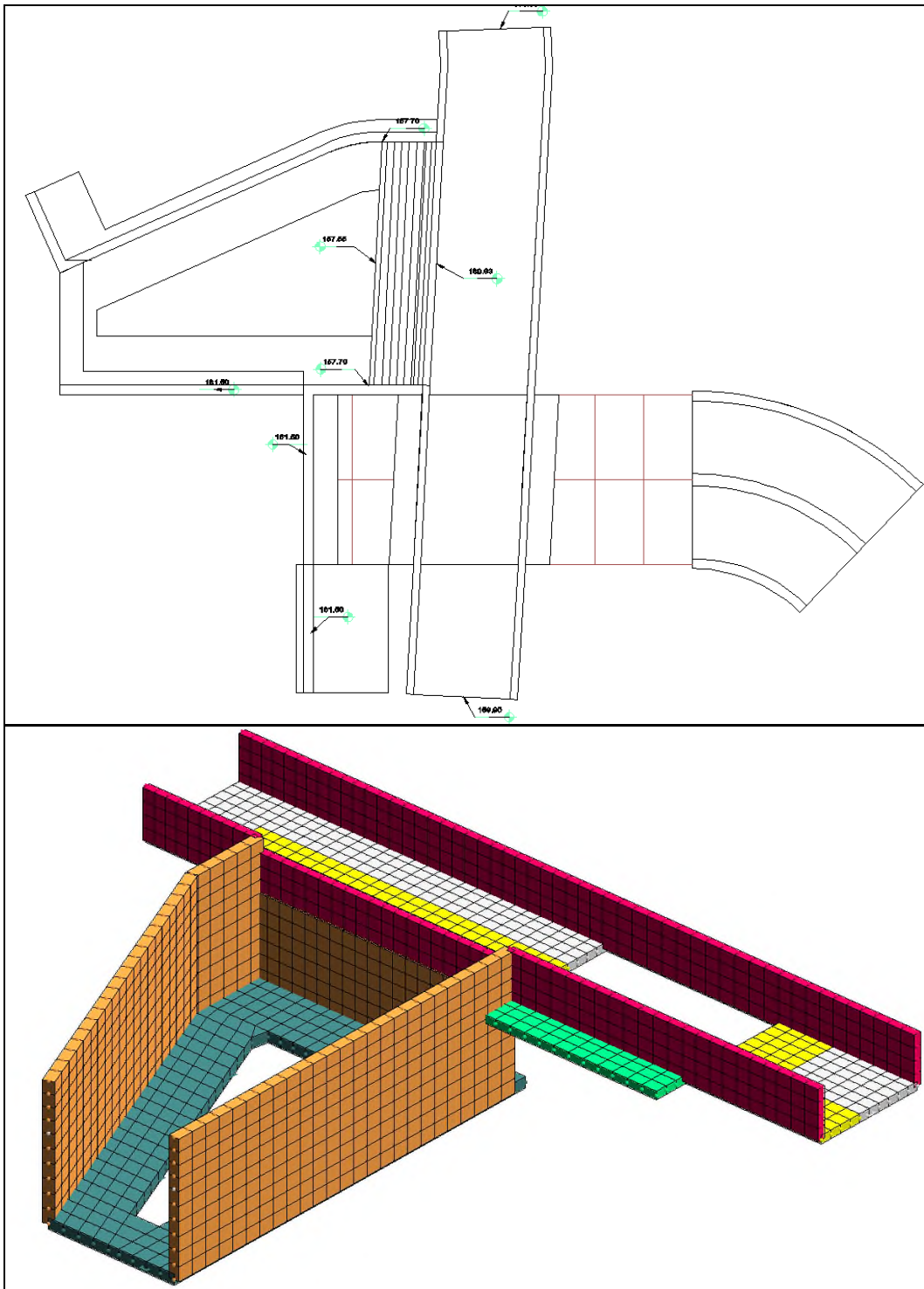
Caso	$\gamma_{R,\gamma}$	$q'_{lim}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	$R_d$ [daN]	$E_d$ [daN]	Verifica
1-1	1.00	9.22	180790.57	1667608.5	109791.4	SI (1667608.5/109791.4 = 15.19 >= 1.0)
2-1	1.00	3.78	144554.08	546502.7	36704.8	SI (546502.7/36704.8 = 14.89 >= 1.0)
2-2	1.00	3.78	144554.08	546502.7	36704.8	SI (546502.7/36704.8 = 14.89 >= 1.0)
3-1	1.80	1.1	144554.08	158630.3	36704.8	SI (158630.3/36704.8 = 4.32 >= 1.0)
3-2	1.80	1.1	144554.08	158630.3	36704.8	SI (158630.3/36704.8 = 4.32 >= 1.0)
4-1	1.80	2.68	182657.15	488998.9	90502.8	SI (488998.9/90502.8 = 5.40 >= 1.0)

## 7. PRESA SUL GARBOGERA

### 7.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presa sul Garbogera si compone di un manufatto a U che permette l'attraversamento del Garbogera stesso al di sopra del canale di alimentazione dell'invaso I settore. Da questo manufatto attraverso uno sfioro di circa 4 m di altezza si collega il Garbogera con il canale. Le strutture sono interamente in C.A. con pareti di 30 e 40cm di spessore.

Si rimanda agli elaborati grafici per ogni riscontro geometrico.



## 7.2. AZIONI SULLE STRUTTURE

### 7.2.1. Azioni Statiche

Di seguito si riportano i carichi considerati per il calcolo strutturale:

Peso proprio del calcestruzzo ordinario	25.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso proprio acciaio	78.50	kN/m <sup>3</sup>
Variabile acqua su canale Garbogera con relativa spinta idrostatica su pareti	10.00	kN/m <sup>2</sup>
Carico vento e neve non sono stati considerati in quanto non dimensionanti		

### 7.2.2. Spinta terra su muro h.3 m

Spinte calcolate con coefficiente di spinta a riposo "k0" (utilizzato il K0 "puro"). La spinta è calcolata tramite il coefficiente di spinta a riposo k0 definito dall'utente, la sovraspinta sismica del terreno viene calcolata con la teoria delle spinte su muro rigido di Wood (1973).

- Attrito muro terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza muro terreno /  $c' = 0$
- Attrito terreno terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza terreno terreno /  $c' = 0$

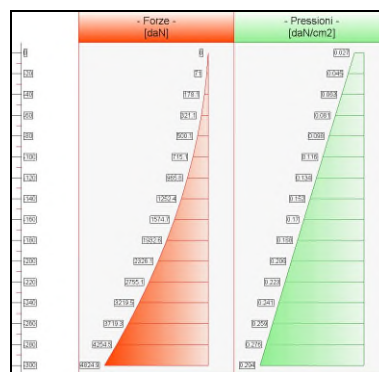
Il calcolo della spinta terra è stato eseguito prendendo in considerazione la stratigrafia indicata nella relazione geologica-tecnica del progetto definitiva e in particolare si è utilizzato un'unica tipologia di terreno denominata Livello 1 AB.

Si è considerato un carico variabile (acqua nel canale) pari a 1000 daN/mq per la larghezza del canale stesso

Ne risultano le seguenti pressioni sulle pareti perimetrali che sono state applicate fino alla quota 157.00 (quota di estradosso della fondazione).

Elevazione		
quota [cm]	Pressioni [daN/cm <sup>2</sup> ]	Forze [daN]
0	0.027	0
0	0.027	0
-20	0.045	71
-40	0.063	178
-60	0.081	321
-80	0.098	500
-100	0.116	715
-120	0.134	966
-140	0.152	1252
-160	0.17	1575
-180	0.188	1933
-200	0.206	2326
-220	0.223	2755
-240	0.241	3220

-260	0.259	3719
-280	0.276	4254
-300	0.294	4825



### 7.2.1. Spinta terra su muro h.4.5 m

Spinte calcolate con coefficiente di spinta a riposo "k0" (utilizzato il K0 "puro"). La spinta è calcolata tramite il coefficiente di spinta a riposo k0 definito dall'utente, la sovraspinta sismica del terreno viene calcolata con la teoria delle spinte su muro rigido di Wood (1973).

- Attrito muro terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza muro terreno /  $c' = 0$
- Attrito terreno terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza terreno terreno /  $c' = 0$

Il calcolo della spinta terra è stato eseguito prendendo in considerazione la stratigrafia indicata nella relazione geologica-tecnica del progetto definitiva e in particolare si è utilizzato un'unica tipologia di terreno denominata Livello 1 AB.

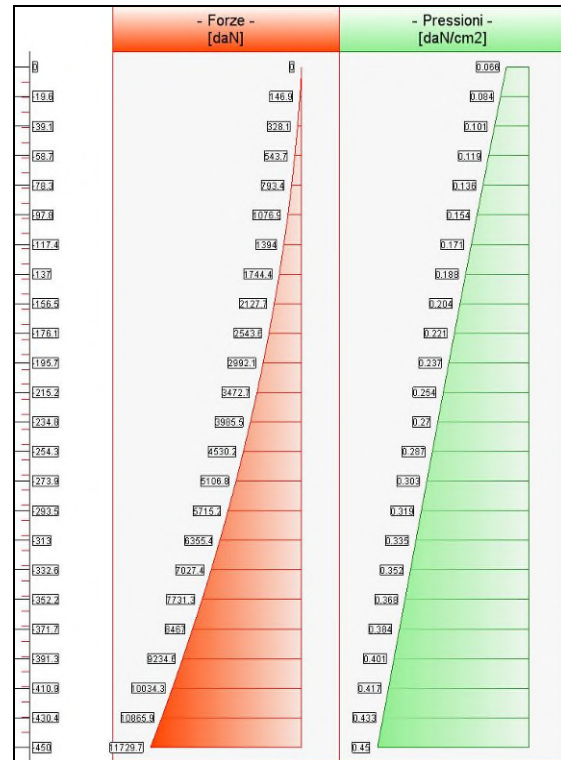
Si è considerato un carico variabile (acqua nel canale) pari a 2500 daN/mq per la larghezza di 3 m

Ne risultano le seguenti pressioni sulle pareti perimetrali che sono state applicate fino alla quota 157.00 (quota di estradosso della fondazione).

Elevazione		
quota	Pressioni	Forze

[cm]	[daN/cm <sup>2</sup> ]	[daN]
0	0.066	0

0	0.066	0
-19.6	0.084	147
-39.1	0.101	328
-58.7	0.119	544
-78.3	0.136	793
-97.8	0.154	1077
-117.4	0.171	1394
-137	0.188	1744
-156.5	0.204	2128
-176.1	0.221	2544
-195.7	0.237	2992
-215.2	0.254	3473
-234.8	0.27	3985
-254.3	0.287	4530
-273.9	0.303	5107
-293.5	0.319	5715
-313	0.335	6355
-332.6	0.352	7027
-352.2	0.368	7731
-371.7	0.384	8467
-391.3	0.401	9235
-410.9	0.417	10034
-430.4	0.433	10866
-450	0.45	11730



### 7.2.2. Azione sismica

Essendo la struttura interamente interrata non è stata eseguita un'analisi sismica globale della struttura ma si è considerato un incremento della spinta terra dovuto al sisma

Di seguito i parametri utilizzati:

- località = Senago [45.58330000,9.11670000]
- vita nominale = 100 anni
- classe d'uso = IV
- SLU = SLV
- categoria di sottosuolo = cat C
- categoria topografica = categoria T1
- $a_g = 0.618 \text{ m/s}^2$
- $F_0 = 2.7759$
- $\beta = 1$
- >  $k_h = 0.0945$
- >  $k_v = 0.0472$

L'incremento è stato valutato pari a  $0.06 \text{ daN/cm}^2$  ed è stato applicato sulle pareti perimetrali.

### 7.3. CONDIZIONI DI CARICO

CONDIZIONI DI CARICO-----|-----|-----|-----|num.= 4

- Nome
- 1 Peso\_proprio\_\_\_\_\_ N. carichi: 1760  
Lista carichi: 1453-3212
  - 2 acqua\_su\_garbo\_\_\_\_\_ N. carichi: 832  
Lista carichi: 1-832
  - 3 spinta\_terra\_\_\_\_\_ N. carichi: 370  
Lista carichi: 833-1202
  - 4 sisma\_\_\_\_\_ N. carichi: 250  
Lista carichi: 1203-1452

RISULTANTI DEI CARICHI (punto di applicazione nell'origine degli assi):

cond.	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	0.000000E+00	0.000000E+00	-4.201890E+05	1.371845E+08	4.748783E+08	0.000000E+00



2 0.000000E+00 -1.860000E+04 -8.557000E+04 -2.128055E+07 1.013962E+08 -1.767000E+07  
 3 1.817289E+05 9.441824E+03 0.000000E+00 -1.875080E+06 -2.459714E+07 1.301223E+08  
 4 4.410000E+04 1.470000E+04 0.000000E+00 9.555000E+05 -2.866500E+06 4.336500E+07

## 7.4. CASI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU SENZA SISMA	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.300	+		
3	SISMAY SLU	nessuna	somma	4	1.000	±		
5	SLU con SISMAY	S.L.U.	somma	1	1.000	+	3	1.000
				3	1.000	+		
6	SLUGeo	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.000	+		
7	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
8	Frequente	Freq.	somma	1	1.000	+		
				3	1.000	+		
9	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				3	1.000	+		

Segue il riassunto dei Casi di calcolo analizzati. I dettagli di ciascun Caso (sollecitazioni, verifiche, ecc.) sono specificati nei paragrafi successivi.

Indici e nomi dei casi di carico		
Caso	Nome	Sestetti
1	SLU SENZA SISMA (SLU Appr.1 Comb.1)	1-1
2	SLU con SISMAY (SLU Appr.1 Comb.1)	da 2-1 a 2-2
3	SLUGeo (SLU Appr.1 Comb.2)	3-1

La seguente tabella elenca i coefficienti di sicurezza parziali, applicati alle caratteristiche meccaniche del terreno, alla capacità portante, alla resistenza a scorrimento e del terreno, per ciascun Caso di calcolo.

Caso	$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{G1,sfa}$	$\gamma_{G2,fav}$	$\gamma_{G2,sfa}$	$\gamma_{Q1,fav}$	$\gamma_{Q1,sfa}$	$\gamma_{\gamma}$	$\gamma_{\phi}$	$\gamma_{c'}$	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	$\gamma_{R,eq}$	$\gamma_{R,upl}$
1	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
2	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
3	1.00	1.00	0.00	1.30	0.00	1.30	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10	1.00	-	-

## 7.1. DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno.

Per le verifiche in condizioni drenate, si utilizzano i coefficienti di capacità portante  $N_q$  (Prandtl, 1921),  $N_c$  (Reissner, 1924),  $N_{\gamma}$  (Vesic, 1973), i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione ( $s$ , Meyerhof, 1951 e 1963), all'approfondimento ( $d$ , Brinch Hansen, 1970), all'inclinazione del carico ( $i$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano di posa ( $b$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano campagna ( $g$ , Vesic, 1973).

Nel caso di terreno eterogeneo (litologie differenti, presenza di falda), i parametri meccanici utilizzati nel calcolo sono ottenuti come media ponderata dei valori rinvenuti all'interno del cuneo di rottura.

La resistenza a scorrimento, viene ottenuta sommando i contributi del carico normale al piano di posa moltiplicato per il coefficiente d'attrito, e dell'area del piano di posa (eventualmente ridotta per carico verticale eccentrico) per l'adesione fondazione-terreno. In condizioni drenate, l'attrito fondazione terreno è assunto pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno moltiplicato per il coefficiente 0.75, l'adesione fondazione terreno è trascurata (assunta pari a 0). Si considera il contributo della pressione del terreno a lato della fondazione. La resistenza laterale del terreno è assunta pari alla resistenza passiva disponibile moltiplicata per 0.50.



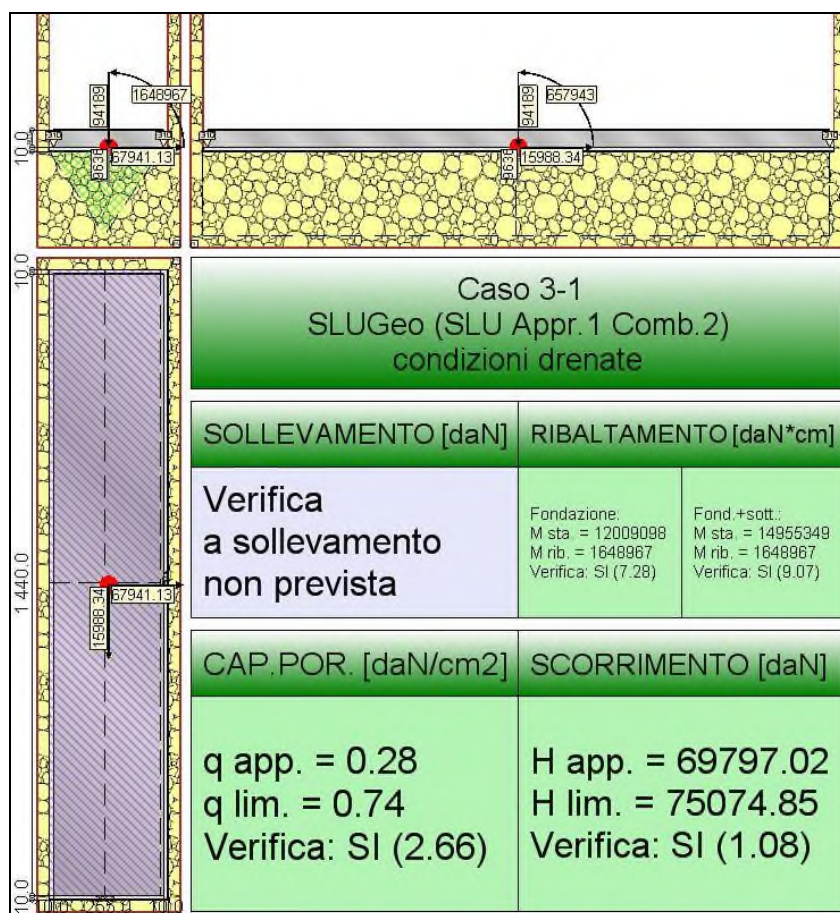
## 7.2. DESCRIZIONE DELLA FONDAZIONE

La fondazione ha piano di posa rettangolare, con lato X di 275 [cm], lato Y di 1460 [cm], e centro alla quota  $z = -320$  [cm]. Il piano di posa è orizzontale.

## 7.3. DESCRIZIONE DEL TERRENO

La stratigrafia è eterogenea, presenta 2 strati							
n.	nome	$z_i$ [cm]	$z_f$ [cm]	$\gamma_d$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$\gamma_t$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\phi'$ [°]
1	livello 1AB	0	-700	0.00185	0.002	0	28
2	Sabbia	-700	-3500	0.00195	0.00215	0	35
La stratigrafia contiene una falda							
n.		$z_i$ [cm]	$z_f$ [cm]	$\gamma_w$ [daN/cm <sup>3</sup> ]			
1		-1200	-3500	0.00098			

## 7.4. VERIFICA FONDAZIONI PARETE H. 4.50



### 7.4.1. Sollecitazioni al piano di posa

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	88134.91	-19981.16	-134657.8	-651395	-2126126	0	0	10
2-1	74419.82	-14208.15	-105234.8	971135	-1386337	0	0	10
2-2	58882.17	-6770.66	-103884.8	503624	-1671687	0	0	10
3-1	67941.13	-15988.34	-103825	-657943	-1648967	0	0	10
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	Hx [daN]	Hy [daN]	Vz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	88134.91	-19981.16	-134657.8	-451583	-1244776	-	-	-
2-1	74419.82	-14208.15	-105234.8	1113217	-642139	-	-	-

2-2	58882.17	-6770.66	-103884.8	571331	-1082866	-	-	-
3-1	67941.13	-15988.34	-103825	-498060	-969556	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo X (max = 10.42 [cm]) e lungo Y (max = 10.58 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	9.24	3.35	asse X	asse Y
2-1	6.1	10.58	asse X	asse Y
2-2	10.42	5.5	asse X	asse Y
3-1	9.34	4.8	asse X	asse Y

#### 7.4.2. Capacità portante

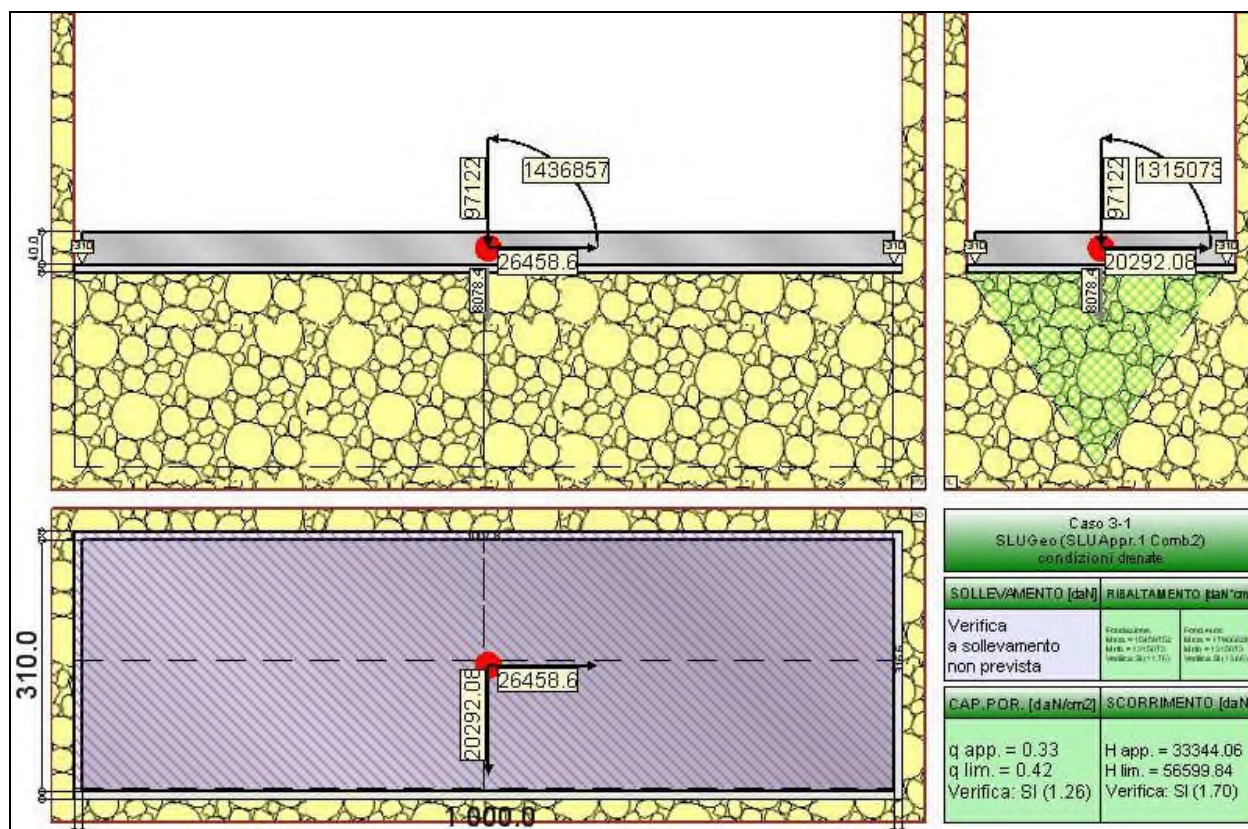
Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	$\gamma_\phi$	$\gamma_\gamma$	$\varphi$ [°]	$\gamma'$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$N_\gamma$	$s_\gamma$	$d_\gamma$	$i_{b\gamma}$	$i_{l\gamma}$	$b_\gamma$	$g_\gamma$	$q'_{lim,\gamma}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
1-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.05	1.00	0.05	0.71	1.00	1.00	0.14
2-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.05	1.00	0.03	0.73	1.00	1.00	0.09
2-2	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.05	1.00	0.09	0.87	1.00	1.00	0.33
3-1	1.25	1.00	23	0.00185	8.25	1.04	1.00	0.05	0.70	1.00	1.00	0.07
Caso	$\gamma'_c$	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_c$	$s_c$	$d_c$	$i_{bc}$	$i_{lc}$	$b_c$	$g_c$	$q'_{lim,c}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]		
1-1	1.00	0	25.80	1.10	1.29	0.08	0.82	1.00	1.00	0		
2-1	1.00	0	25.80	1.10	1.28	0.04	0.83	1.00	1.00	0		
2-2	1.00	0	25.80	1.10	1.29	0.16	0.92	1.00	1.00	0		
3-1	1.25	0	18.10	1.08	1.32	0.03	0.80	1.00	1.00	0		
Caso	$q'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_q$	$s_q$	$d_q$	$i_{bq}$	$i_{lq}$	$b_q$	$g_q$	$q'_{lim,q}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]			
1-1	0.59	14.72	1.05	1.27	0.14	0.83	1.00	1.00	1.35			
2-1	0.59	14.72	1.05	1.26	0.10	0.85	1.00	1.00	1.01			
2-2	0.59	14.72	1.05	1.27	0.21	0.93	1.00	1.00	2.28			
3-1	0.59	8.70	1.04	1.28	0.14	0.83	1.00	1.00	0.79			

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,v}$	$q'_{lim}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	$R_d$ [daN]	$E_d$ [daN]	Verifica
1-1	1.00	1.49	372787.07	555912	134657.8	SI (555912/134657.8 = 4.13 >= 1.0)
2-1	1.00	1.11	378122.33	419576.6	105234.8	SI (419576.6/105234.8 = 3.99 >= 1.0)
2-2	1.00	2.61	368267.24	961335.3	103884.8	SI (961335.3/103884.8 = 9.25 >= 1.0)
3-1	1.80	0.74	371772.75	276060.6	103825	SI (276060.6/103825 = 2.66 >= 1.0)

## 7.5. VERIFICA FONDAZIONI PARETE H. 3.50 SOTTO GARBOGERA



### 7.5.1. Sollecitazioni al piano di posa

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	88134.91	-19981.16	-134657.8	-651395	-2126126	0	0	10
2-1	74419.82	-14208.15	-105234.8	971135	-1386337	0	0	10
2-2	58882.17	-6770.66	-103884.8	503624	-1671687	0	0	10
3-1	67941.13	-15988.34	-103825	-657943	-1648967	0	0	10
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	Hx [daN]	Hy [daN]	Vz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	88134.91	-19981.16	-134657.8	-451583	-1244776	-	-	-
2-1	74419.82	-14208.15	-105234.8	1113217	-642139	-	-	-
2-2	58882.17	-6770.66	-103884.8	571331	-1082866	-	-	-
3-1	67941.13	-15988.34	-103825	-498060	-969556	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo X (max = 10.42 [cm]) e lungo Y (max = 10.58 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	9.24	3.35	asse X	asse Y
2-1	6.1	10.58	asse X	asse Y
2-2	10.42	5.5	asse X	asse Y
3-1	9.34	4.8	asse X	asse Y

### 7.5.2. Capacità portante

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	$\gamma_\phi$	$\gamma_\gamma$	$\phi$ [°]	$\gamma'$	$N_\gamma$	$S_\gamma$	$d_\gamma$	$i_{b\gamma}$	$i_{l\gamma}$	$b_\gamma$	$g_\gamma$	$q'_{lim,\gamma}$
------	---------------	-----------------	------------	-----------	------------	------------	------------	---------------	---------------	------------	------------	-------------------

				[daN/cm³]								[daN/cm²]
1-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.05	1.00	0.05	0.71	1.00	1.00	0.14
2-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.05	1.00	0.03	0.73	1.00	1.00	0.09
2-2	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.05	1.00	0.09	0.87	1.00	1.00	0.33
3-1	1.25	1.00	23	0.00185	8.25	1.04	1.00	0.05	0.70	1.00	1.00	0.07
Caso	$\gamma_c'$	$c'$ [daN/cm²]	$N_c$	$s_c$	$d_c$	$i_{bc}$	$i_{lc}$	$b_c$	$g_c$	$q'^{lim,c}$ [daN/cm²]		
1-1	1.00	0	25.80	1.10	1.29	0.08	0.82	1.00	1.00	0		
2-1	1.00	0	25.80	1.10	1.28	0.04	0.83	1.00	1.00	0		
2-2	1.00	0	25.80	1.10	1.29	0.16	0.92	1.00	1.00	0		
3-1	1.25	0	18.10	1.08	1.32	0.03	0.80	1.00	1.00	0		
Caso	$q'$ [daN/cm²]	$N_q$	$s_q$	$d_q$	$i_{bq}$	$i_{lq}$	$b_q$	$g_q$	$q'^{lim,q}$ [daN/cm²]			
1-1	0.59	14.72	1.05	1.27	0.14	0.83	1.00	1.00	1.35			
2-1	0.59	14.72	1.05	1.26	0.10	0.85	1.00	1.00	1.01			
2-2	0.59	14.72	1.05	1.27	0.21	0.93	1.00	1.00	2.28			
3-1	0.59	8.70	1.04	1.28	0.14	0.83	1.00	1.00	0.79			

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,v}$	$q'_{lim}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	$R_d$ [daN]	$E_d$ [daN]	Verifica
1-1	1.00	1.49	372787.07	555912	134657.8	SI (555912/134657.8 = 4.13 >= 1.0)
2-1	1.00	1.11	378122.33	419576.6	105234.8	SI (419576.6/105234.8 = 3.99 >= 1.0)
2-2	1.00	2.61	368267.24	961335.3	103884.8	SI (961335.3/103884.8 = 9.25 >= 1.0)
3-1	1.80	0.74	371772.75	276060.6	103825	SI (276060.6/103825 = 2.66 >= 1.0)

## 8. SFIORO TRA I E II SETTORE

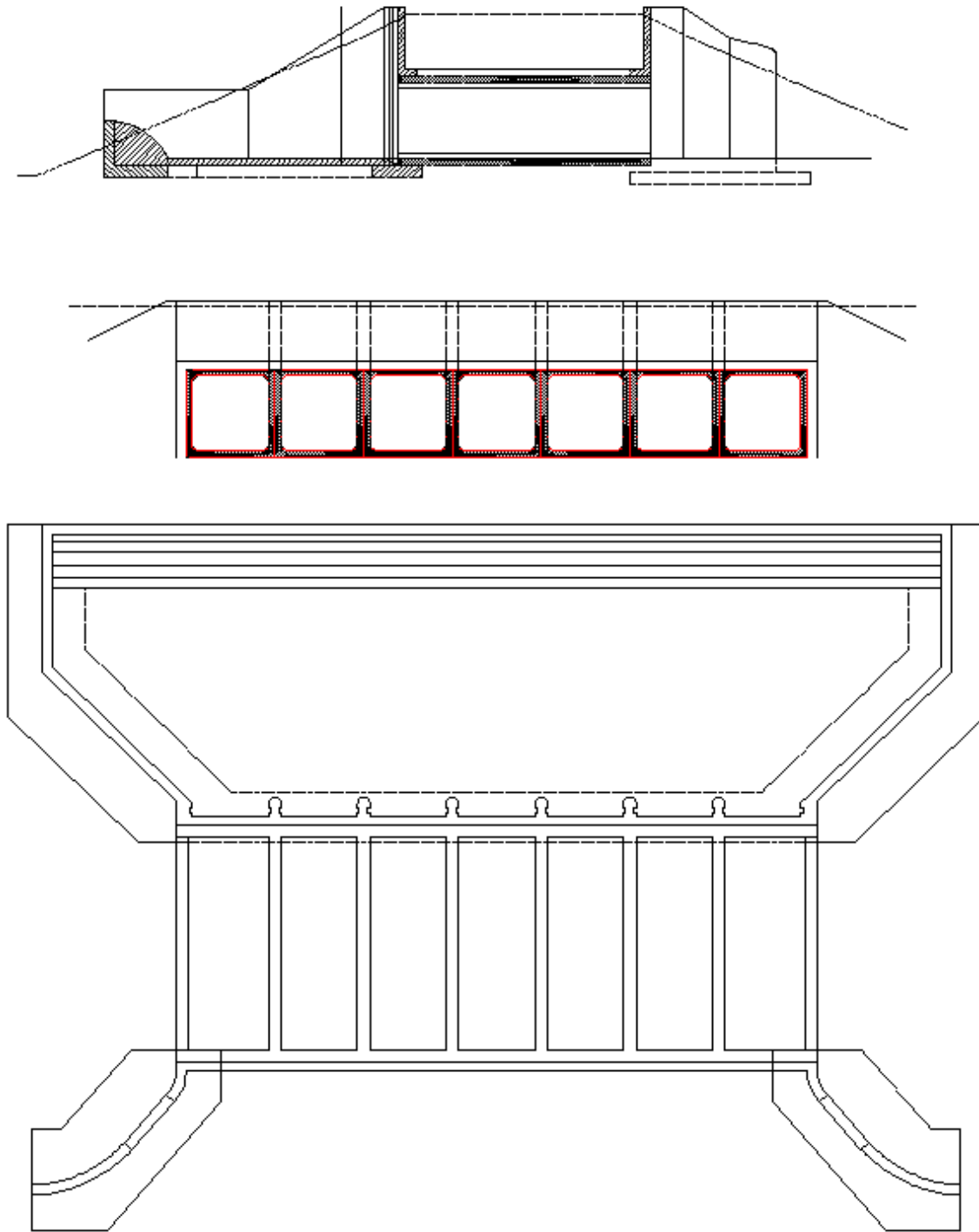
### 8.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

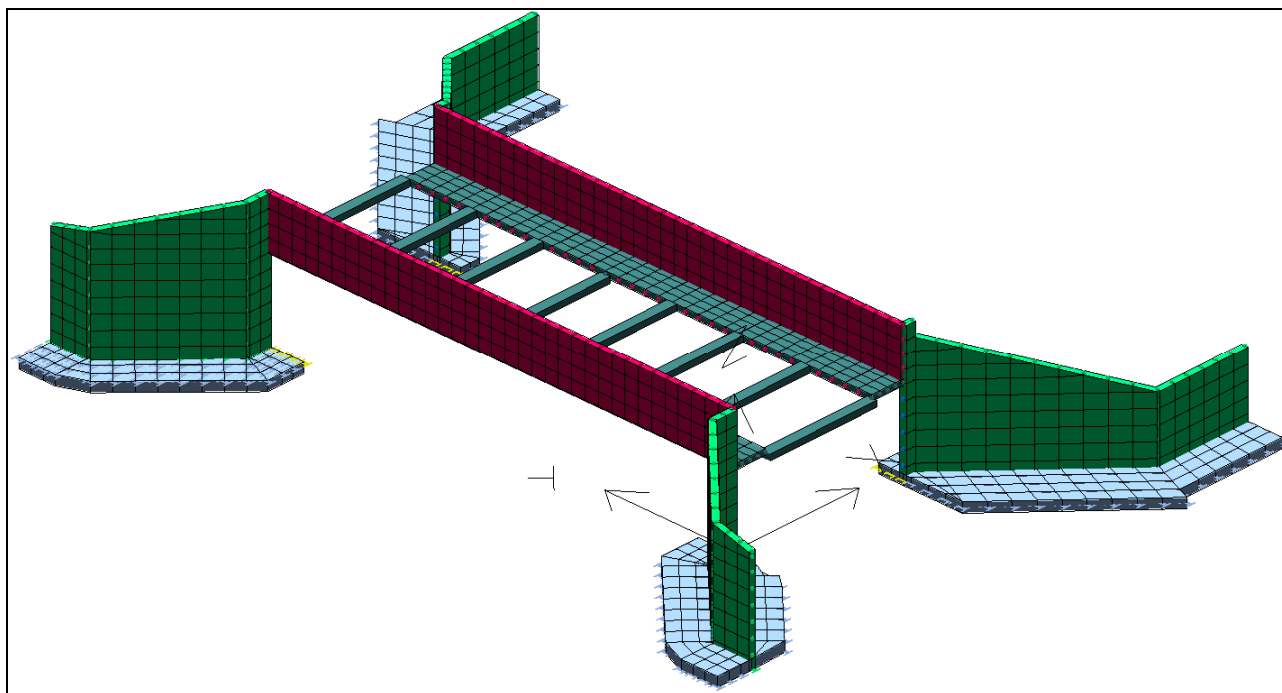
Gli sfiori tra I e II settore sono due corpi uguali interamente in cemento armato costituiti da n° canali prefabbricati e due muri d'ala di sp. 40cm ad altezza variabile fino ai 6 m.

In corrispondenza dell'estremità più alta i muri sono collegati con le pareti ortogonali fondate sui prefabbricati. Tali pareti servono a contenere circa 2.5 m di terra necessaria per il passaggio dei mezzi di manutenzione.

Di seguito sono indicate le verifiche strutturali delle sole parti gettate in opera e si rimanda al prefabbricatore per le parti prefabbricate.

Si rimanda agli elaborati grafici per ogni riscontro geometrico.





## 8.2. AZIONI SULLE STRUTTURE

### 8.2.1. Azioni Statiche

Di seguito si riportano i carichi considerati per il calcolo strutturale:

Peso proprio del calcestruzzo ordinario	25.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso proprio acciaio	78.50	kN/m <sup>3</sup>

Carico vento e neve non sono stati considerati in quanto non dimensionanti

### 8.2.2. Spinta terra su muro a altezza variabile

Spinte calcolate con coefficiente di spinta attiva "ka" (si considera il muro libero di traslare/ruotare al piede). Il calcolo della spinta è svolto secondo il metodo del cuneo di tentativo generalizzato (Rif.: Renato LANCELLOTTA "Geotecnica" (2004) - NAVFAC Design Manual 7.02 (1986)). Il metodo è iterativo e prevede la suddivisione del terreno a monte dell'opera in poligoni semplici definiti dal paramento, dalla successione stratigrafica e dalla superficie di scivolamento di tentativo. La procedura automatica vaglia numerose superfici di scivolamento ad ogni quota di calcolo lungo il paramento, determinando la configurazione che comporta la spinta massima sull'opera.

- Attrito muro terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza muro terreno /  $c' = 0$
- Attrito terreno terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza terreno terreno /  $c' = 0$

Il calcolo della spinta terra è stato eseguito prendendo in considerazione la stratigrafia indicata nella relazione geologica-tecnica del progetto definitiva e in particolare si è utilizzato un'unica tipologia di terreno denominata Livello 1 AB.

Si è considerato un carico variabile dovuto ai mezzi di manutenzione pari a 2500 daN/mq per la larghezza pari a 3 m e posizionato a una distanza di 2m dal muro

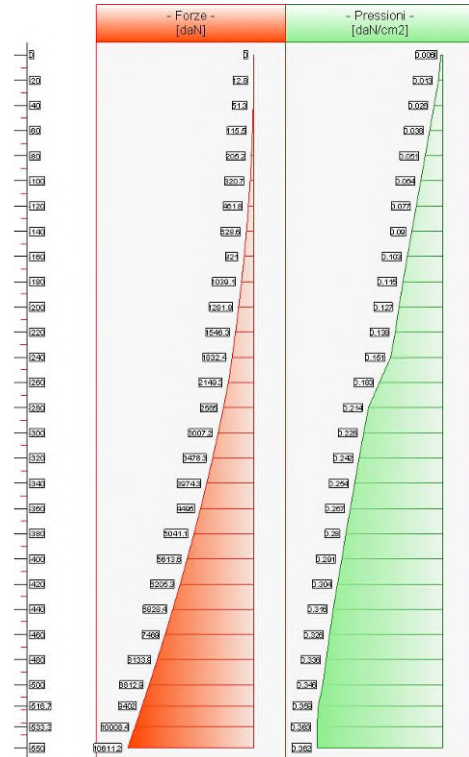
Ne risultano le seguenti pressioni sulle pareti perimetrali che sono state applicate fino alla quota 156.00 (quota di estradosso della fondazione).

Elevazione		
quota [cm]	Pressioni [daN/cm <sup>2</sup> ]	Forze [daN]

0	0	0
0	0.006	0
-20	0.013	13



-40	0.026	51
-60	0.038	115
-80	0.051	205
-100	0.064	321
-120	0.077	462
-140	0.09	629
-160	0.103	821
-180	0.115	1039
-200	0.127	1282
-220	0.138	1546
-240	0.151	1832
-260	0.183	2149
-280	0.214	2565
-300	0.228	3007
-320	0.242	3478
-340	0.254	3974
-360	0.267	4495
-380	0.28	5041
-400	0.291	5614
-420	0.304	6205
-440	0.316	6828
-460	0.326	7469
-480	0.336	8134
-500	0.346	8813
-516.7	0.359	9402
-533.3	0.363	10008
-550	0.362	10611



### 8.2.3. Azione sismica

Essendo la struttura solamente in parte è stata eseguita un'analisi sismica globale della struttura oltre ad aver considerato un incremento della spinta terra dovuto al sisma

Di seguito i parametri utilizzati per la valutazione di tale incremento:

- località = Senago [45.58330000,9.11670000]
- vita nominale = 100 anni
- classe d'uso = IV
- SLU = SLV
- categoria di sottosuolo = cat C
- categoria topografica = categoria T1
- $ag = 0.6213 \text{ m/s}^2$
- $F_0 = 2.7752$
- $\beta_m = 0.18$
- >  $k_h = 0.0171$
- >  $k_v = 0.0085$

### 8.3. CASI DI CARICO

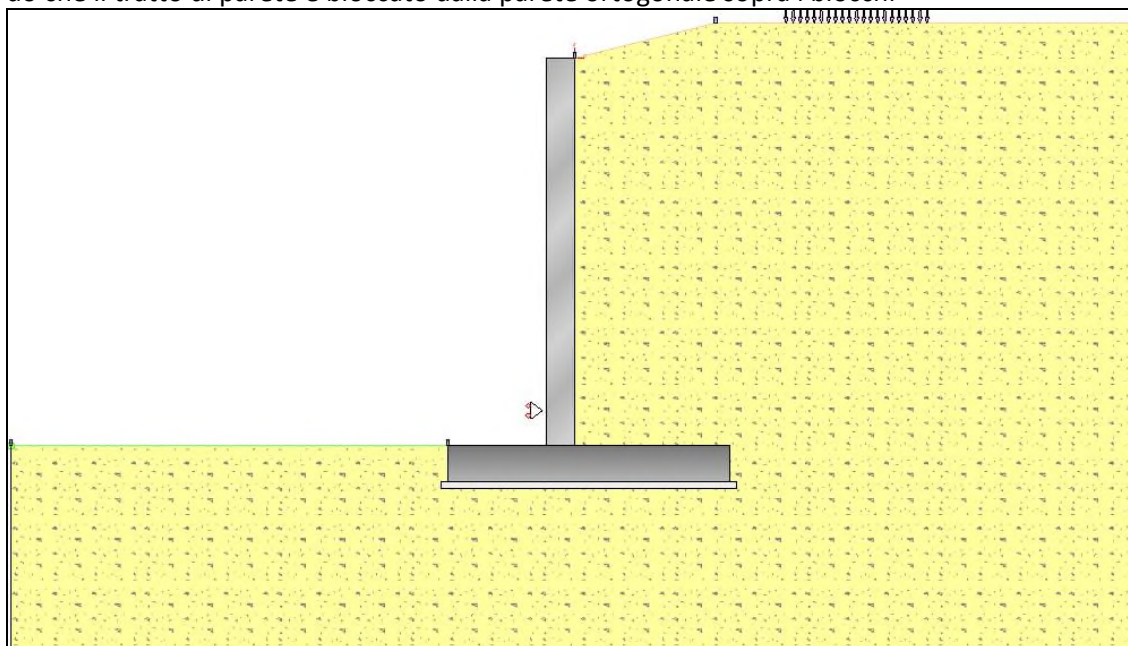
caso	coefficienti per i carichi
STR (SLU) descr. = SLU_Str (appr.1;comb.1) coeff. = 1.3(pp.), 1.3(ter.m.), 1.3(fld.m.)1.3(ter.cs.), 1.3(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [1.50; -]
GEO (SLU_GEO) descr. = SLU_Geo (appr.1;comb.2) coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [1.30; -]
EQU (SLU_EQU) descr. = SLU_Equ (per equilibrio) coeff. = 0.9(pp.), 0.9(ter.m.), 0.9(fld.m.)1.1(ter.cs.), 1.1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [1.50; -]
STR_SISMA_SU (SLU) descr. = SLU_Str_Sisma_Su (appr.1;comb.1) coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [0.00;0.00]

GEO_SISMA_SU (SLU_GEO) descr. = SLU_Geo_Sisma_Su (appr.1;comb.2) coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1	[0.00;0.00]
EQU_SISMA_SU (SLU_EQU) descr. = SLU_Equ_Sisma_Su (per equilibrio) coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1	[0.00;0.00]
STR_SISMA_GIU (SLU) descr. = SLU_Str_Sisma_Giu (appr.1;comb.1) coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1	[0.00;0.00]
GEO_SISMA_GIU (SLU_GEO) descr. = SLU_Geo_Sisma_Giu (appr.1;comb.2) coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1	[0.00;0.00]
EQU_SISMA_GIU (SLU_EQU) descr. = SLU_Equ_Sisma_Giu (per equilibrio) coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1	[0.00;0.00]
RARA (Caratteristica) descr. = Combinazione caratteristica (rara) - SLE coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1	[1.00; -]
FREQ. (Frequente) descr. = Combinazione frequente - SLE coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1	[0.00; -]
Q.PERM. (Quasi_Perm) descr. = Combinazione quasi permanente - SLE coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1	[0.00; -]

Casi di Carico

#### 8.4. VERIFICA FONDAZIONE MURO ALA 01 E MURO D'ALA 02

Si è valutata la capacità portante su una parete con una spinta terra pari a 5.5 m libero in testa considerando che il tratto di parete è bloccato dalla parete ortogonale sopra i blocchi



**La capacità portante della fondazione** nastriforme, su suolo omogeneo, viene calcolata con la formula di Brinch-Hansen (1970) considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno, utilizzando i coefficienti di capacità portante suggeriti da vari Autori ed i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione (s), all'approfondimento (d), alla presenza di un'azione orizzontale (i), all'inclinazione del piano di posa (b) e del piano campagna (g). La resistenza a slittamento è valutata considerando l'attrito sviluppato lungo la base della fondazione, e trascurando il contributo del terreno a lato.

- Attrito fond. terreno /  $\phi'$  o  $C_u$  = 0.75

caso di carico	capacità portante
1 - STR (SLU)	- <i>Drenata</i> - q di progetto = 1.16 daN/cm <sup>2</sup> q limite = 7.45 daN/cm <sup>2</sup> --> fs = 6.43 [Verificato]
2 - GEO (SLU_GEO)	- <i>Drenata</i> - q di progetto = 0.93 daN/cm <sup>2</sup> q limite = 3.71 daN/cm <sup>2</sup> --> fs = 3.98 [Verificato]
4 - STR_SISMA_SU (SLU)	- <i>Drenata</i> - q di progetto = 0.88 daN/cm <sup>2</sup> q limite = 7.27 daN/cm <sup>2</sup> --> fs = 8.31 [Verificato]
5 - GEO_SISMA_SU (SLU_GEO)	- <i>Drenata</i> - q di progetto = 0.86 daN/cm <sup>2</sup> q limite = 3.78 daN/cm <sup>2</sup> --> fs = 4.38 [Verificato]
7 - STR_SISMA_GIU (SLU)	- <i>Drenata</i> - q di progetto = 0.89 daN/cm <sup>2</sup> q limite = 7.27 daN/cm <sup>2</sup> --> fs = 8.16 [Verificato]
8 - GEO_SISMA_GIU (SLU_GEO)	- <i>Drenata</i> - q di progetto = 0.88 daN/cm <sup>2</sup> q limite = 3.78 daN/cm <sup>2</sup> --> fs = 4.31 [Verificato]

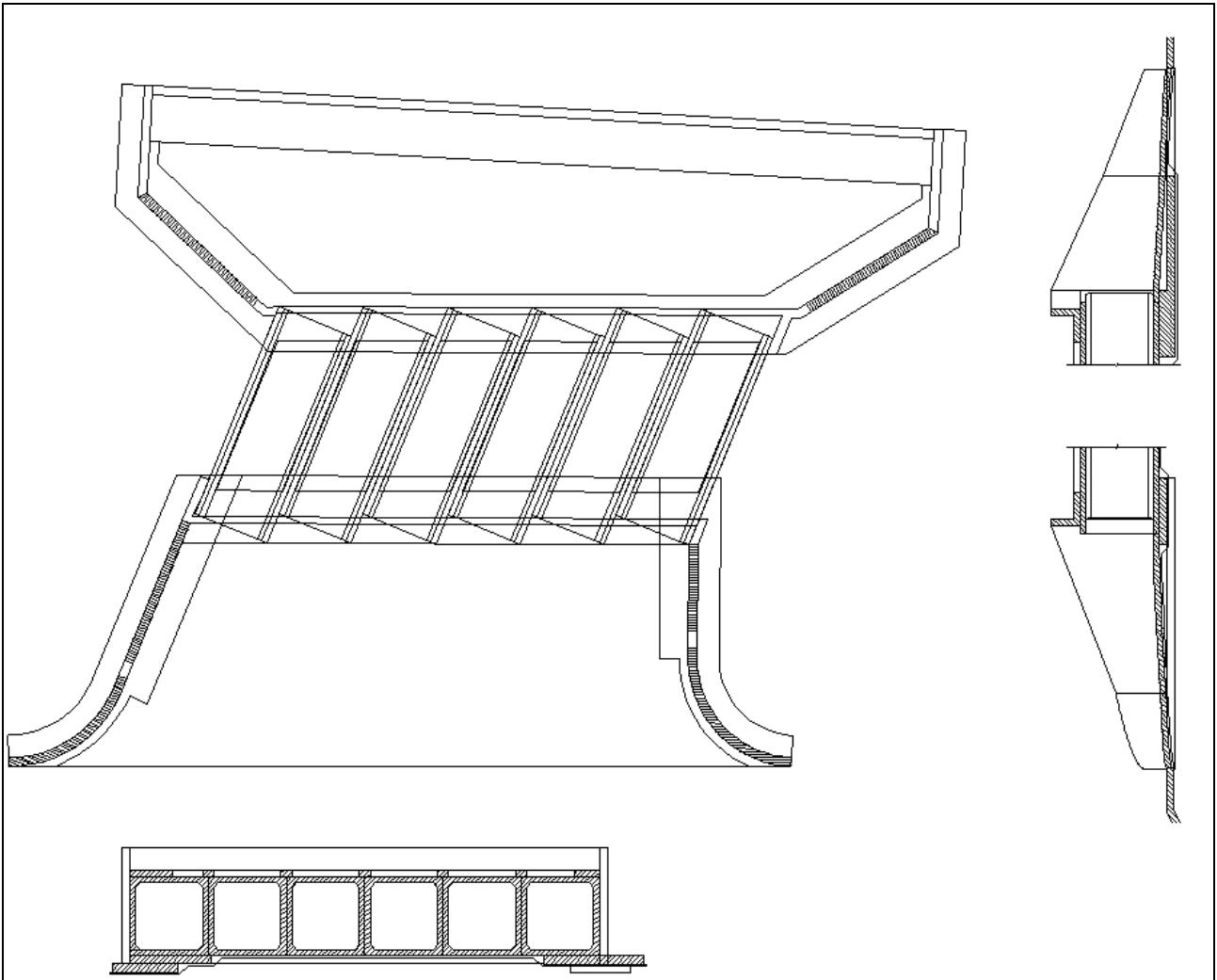
## 9. SCARICHI EMERGENZA TRA II E III SETTORE SU C.S.N.O.

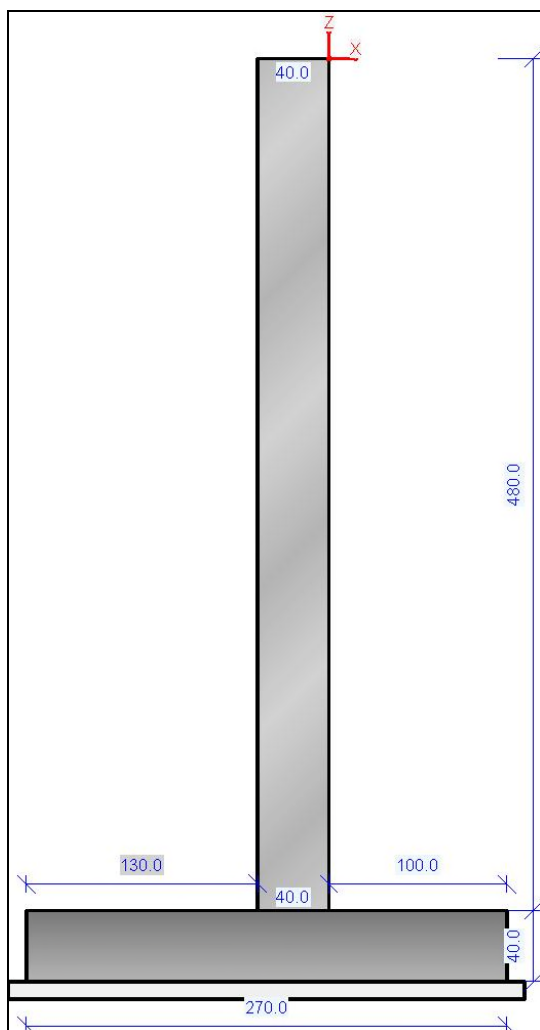
### 9.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

A differenza dello sfioro tra I e II settore questi scarichi di emergenza sono stati calcolati senza considerare l'effetto globale. I muri d'ala sono quindi 4 elementi separati tra loro e per questo valutati come veri e propri muri contro terra con l'unico vincolo derivante dalla soletta di fondo che impedisce lo scorrimento. Di seguito è indicata la verifica del caso più estremo:

- Muro h. 5 m con carico variabile mezzi manutenzione da 2500 daN/mq a distanza di 1 m dalla testa muro

Si rimanda agli elaborati grafici per ogni riscontro geometrico.





## 9.2. -Normativa e modello di calcolo

- Approccio 1; combinazione 1 (STR) e combinazione 2 (GEO) -

Combinazione 1		
Coeff. sulle azioni	Coeff. proprietà terreno	Coeff. resistenze
- permanenti/favorevole = 1 - permanenti/sfavorevole = 1.3 - permanenti non strutturali/favorevole = 0 - permanenti non strutturali/sfavorevole = 1.5 - variabili/favorevole = 0 - variabili/sfavorevole = 1.5	- Coesione = 1 - Angolo di attrito = 1 - Resistenza al taglio non drenata = 1	- Capacità portante = 1 - Scorrimento = 1 - Resistenza terreno a valle = 1
Combinazione 2		
Coeff. sulle azioni	Coeff. proprietà terreno	Coeff. resistenze
- permanenti/favorevole = 1 - permanenti/sfavorevole = 1 - permanenti non strutturali/favorevole = 0 - permanenti non strutturali/sfavorevole = 1.3 - variabili/favorevole = 0 - variabili/sfavorevole = 1.3	- Coesione = 1.25 - Angolo di attrito = 1.25 - Resistenza al taglio non drenata = 1.4	- Capacità portante = 1 - Scorrimento = 1 - Resistenza terreno a valle = 1

### - Dati di progetto dell'azione sismica:

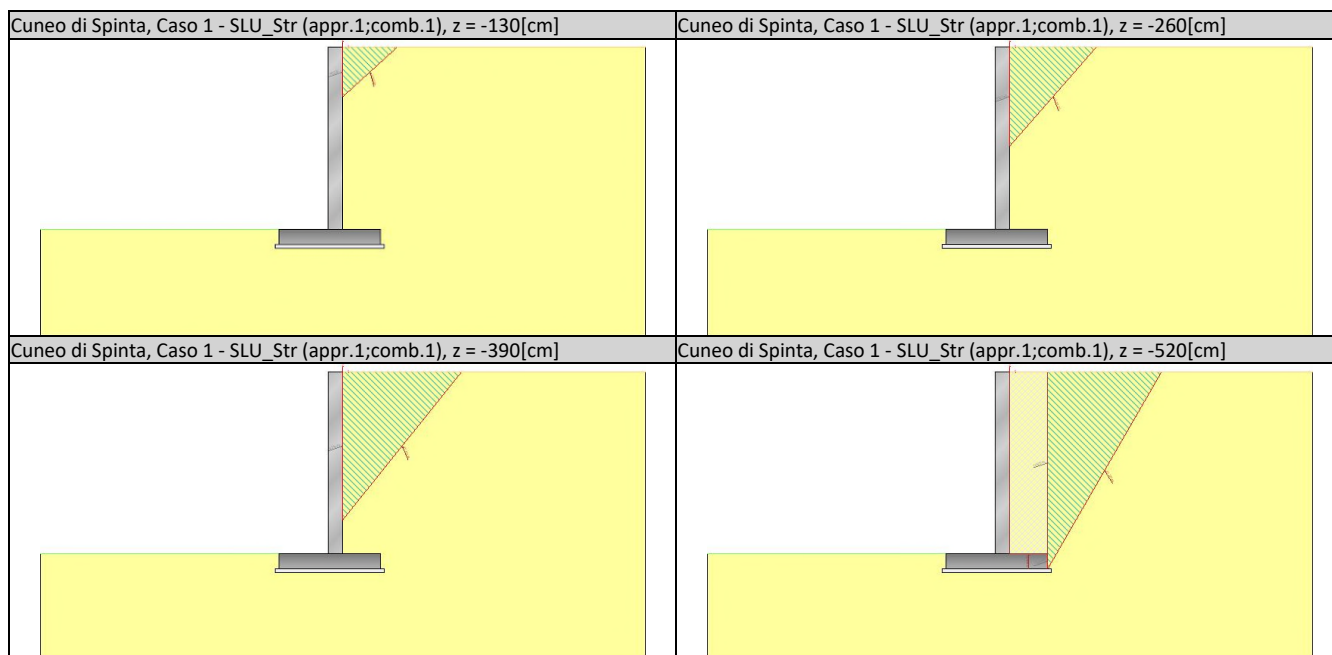
L'analisi è stata eseguita in condizioni sismiche; parametri scelti :

- località = Senago [45.58330000,9.11670000]
- vita nominale = 100 anni

- classe d'uso = IV
- SLU = SLV
- categoria di sottosuolo = cat C
- categoria topografica = categoria T1
- $ag = 0.618 \text{ m/s}^2$
- $Fo = 2.7759$
- $\beta = 0.18$
- >  $k_h = 0.017$
- >  $k_v = 0.0085$

- **Spinte calcolate con coefficiente di spinta attiva " $k_a$ "** (si considera il muro libero di traslare/ruotare al piede). Il calcolo della spinta è svolto secondo il metodo del cuneo di tentativo generalizzato (Rif.: Renato LANCELLOTTA "Geotecnica" (2004) - NAVFAC Design Manual 7.02 (1986)). Il metodo è iterativo e prevede la suddivisione del terreno a monte dell'opera in poligoni semplici definiti dal paramento, dalla successione stratigrafica e dalla superficie di scivolamento di tentativo. La procedura automatica vaglia numerose superfici di scivolamento ad ogni quota di calcolo lungo il paramento, determinando la configurazione che comporta la spinta massima sull'opera.

- Attrito muro terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza muro terreno /  $c' = 0$
- Attrito terreno terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza terreno terreno /  $c' = 0$



**Il calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti** dell'opera viene svolto con il metodo degli elementi finiti (FEM). Gli elementi schematizzanti il muro hanno peso e caratteristiche meccaniche proprie dei materiali di cui è costituito. Il terreno spingente (a monte) è rappresentato per mezzo di azioni distribuite applicate sugli elementi. Il terreno di fondazione è rappresentato per mezzo di elementi finiti non-lineari (con parzializzazione), con opportuno coefficiente di reazione alla Winkler in compressione.

- lunghezze aste elevazione = 20 [cm]
- lunghezze aste fondazione = 10 [cm]
- coefficiente di reazione del terreno (Winkler) = 5 [daN/cm<sup>3</sup>]
- rigidità a scorrimento fondazione (a modulo) = 10000 [daN/cm]

### 9.3. CARICHI

Carico 1:

- descrizione = carico nastriforme 1
- tipologia = variabile Categoria H
- estremi (xi;xf) = 100;400 cm
- tipo inserimento = sul profilo
- intensità = 0.25 daN/cm<sup>2</sup>

### 9.4. - CASI DI CARICO

caso	coefficienti per i carichi
STR (SLU) descr. = SLU_Str (appr.1;comb.1) coeff. = 1.3(pp.), 1.3(ter.m.), 1.3(fld.m.)1.3(ter.cs.), 1.3(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [1.50; -]
GEO (SLU_GEO) descr. = SLU_Geo (appr.1;comb.2) coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [1.30; -]
EQU (SLU_EQU) descr. = SLU_Equ (per equilibrio) coeff. = 0.9(pp.), 0.9(ter.m.), 0.9(fld.m.)1.1(ter.cs.), 1.1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [1.50; -]
STR_SISMA_SU (SLU) descr. = SLU_Str_Sisma_Su (appr.1;comb.1) coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [0.00;0.00]
GEO_SISMA_SU (SLU_GEO) descr. = SLU_Geo_Sisma_Su (appr.1;comb.2) coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [0.00;0.00]
EQU_SISMA_SU (SLU_EQU) descr. = SLU_Equ_Sisma_Su (per equilibrio) coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [0.00;0.00]
STR_SISMA_GIU (SLU) descr. = SLU_Str_Sisma_Giu (appr.1;comb.1) coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [0.00;0.00]
GEO_SISMA_GIU (SLU_GEO) descr. = SLU_Geo_Sisma_Giu (appr.1;comb.2) coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [0.00;0.00]
EQU_SISMA_GIU (SLU_EQU) descr. = SLU_Equ_Sisma_Giu (per equilibrio) coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [0.00;0.00]
RARA (Caratteristica) descr. = Combinazione caratteristica (rara) - SLE coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [1.00; -]
FREQ. (Frequente) descr. = Combinazione frequente - SLE coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [0.00; -]
Q.PERM. (Quasi_Perm) descr. = Combinazione quasi permanente - SLE coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [0.00; -]

Casi di Carico

### 9.5. - VERIFICHE GEOTECNICHE

caso di carico	capacità portante	equilibrio
1 - STR (SLU)	- Drenata - q di progetto = 1.13 daN/cm <sup>2</sup> q limite = 4.49 daN/cm <sup>2</sup> --> fs = 3.98 [Verificato]	- Ribaltamento - verifica non prevista  - Stab. globale - verifica non prevista
2 - GEO (SLU_GEO)	- Drenata - q di progetto = 1.16 daN/cm <sup>2</sup> q limite = 1.99 daN/cm <sup>2</sup> --> fs = 1.72	- Ribaltamento - verifica non prevista  - Stab. globale -



caso di carico	capacità portante	equilibrio
	[Verificato]	verifica non prevista
3 - EQU (SLU_EQU)	- Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - Stabile --> $f_s = 1.35$ (spost.max.=3.6[cm]) [Verificato]  - Stab. globale - verifica non prevista
4 - STR_SISMA_SU (SLU)	- Drenata - q di progetto = 0.74 daN/cm <sup>2</sup> q limite = 4.72 daN/cm <sup>2</sup> --> $f_s = 6.36$ [Verificato]	- Ribaltamento - verifica non prevista  - Stab. globale - verifica non prevista
5 - GEO_SISMA_SU (SLU_GEO)	- Drenata - q di progetto = 0.85 daN/cm <sup>2</sup> q limite = 2.24 daN/cm <sup>2</sup> --> $f_s = 2.62$ [Verificato]	- Ribaltamento - verifica non prevista  - Stab. globale - verifica non prevista
6 - EQU_SISMA_SU (SLU_EQU)	- Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - Stabile --> $f_s = 1.94$ (spost.max.=1.7[cm]) [Verificato]  - Stab. globale - verifica non prevista
7 - STR_SISMA_GIU (SLU)	- Drenata - q di progetto = 0.75 daN/cm <sup>2</sup> q limite = 4.72 daN/cm <sup>2</sup> --> $f_s = 6.26$ [Verificato]	- Ribaltamento - verifica non prevista  - Stab. globale - verifica non prevista
8 - GEO_SISMA_GIU (SLU_GEO)	- Drenata - q di progetto = 0.87 daN/cm <sup>2</sup> q limite = 2.24 daN/cm <sup>2</sup> --> $f_s = 2.58$ [Verificato]	- Ribaltamento - verifica non prevista  - Stab. globale - verifica non prevista
9 - EQU_SISMA_GIU (SLU_EQU)	- Drenata - verifica non prevista	- Ribaltamento - Stabile --> $f_s = 1.94$ (spost.max.=1.7[cm]) [Verificato]  - Stab. globale - verifica non prevista

## 10. POZZETTI TIPO SU CANALE DI SCARICO C.S.N.O.

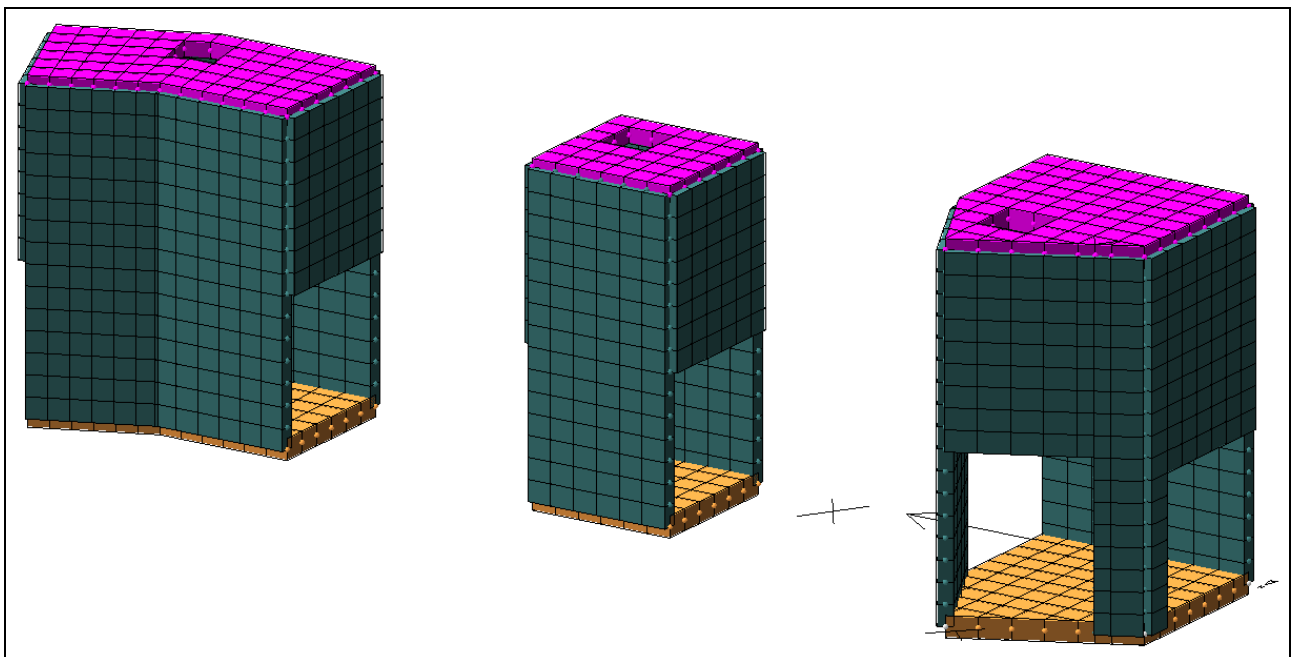
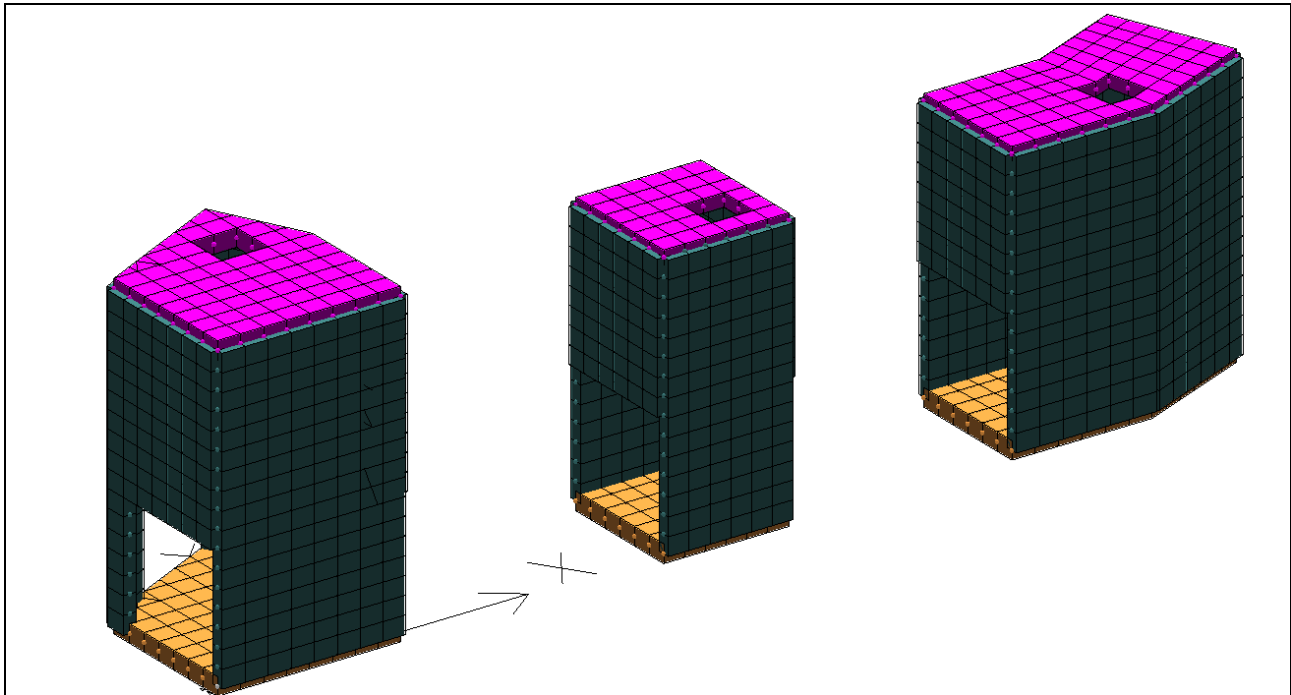
### 10.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il canale dello scarico di C.S.N.O. raccoglie l'acqua dalla stazione di sollevamento oltre che direttamente dagli invasi. E' costituito da elementi prefabbricati scatolari con un passaggio netto di 2x2 m. In corrispondenza delle deviazioni di percorso o degli incroci saranno realizzati dei pozzetti in cemento armato gettato in opera aventi fondazioni da 40 cm e pareti da 30 cm.

Per le verifiche sono state individuate 3 tipologie di pozzetti:

- (1) Pozzetto su deviazione planimetrica
- (2) Pozzetto rettangolare lineare di passaggio
- (3) Pozzetto per incrocio a 3 vie

Si rimanda agli elaborati grafici per ogni riscontro geometrico.



## 10.2. AZIONI SULLE STRUTTURE

### 10.2.1. Azioni Statiche

Di seguito si riportano i carichi considerati per il calcolo strutturale:

Peso proprio del calcestruzzo ordinario	25.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso proprio acciaio	78.50	kN/m <sup>3</sup>
Permanente su soletta tipologia (2) e (3)	20.00	kN/m <sup>2</sup>
Variabile mezzi per manutenzione su soletta	25.00	kN/m <sup>2</sup>

Carico vento e neve non sono stati considerati in quanto non dimensionanti

### 10.2.2. Spinta terra

Spinte calcolate con coefficiente di spinta a riposo "k0" (utilizzato il K0 "puro"). La spinta è calcolata tramite il coefficiente di spinta a riposo k0 definito dall'utente, la sovraspinta sismica del terreno viene calcolata con la teoria delle spinte su muro rigido di Wood (1973).

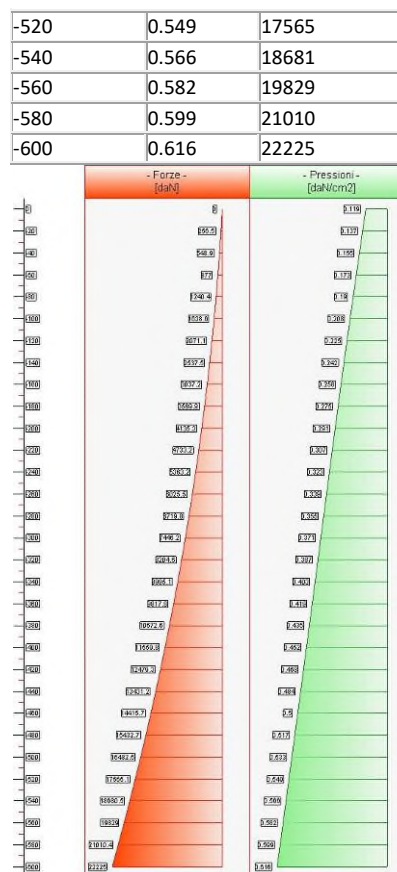
- Attrito muro terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza muro terreno /  $c' = 0$
- Attrito terreno terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza terreno terreno /  $c' = 0$

Il calcolo della spinta terra è stato eseguito prendendo in considerazione la stratigrafia indicata nella relazione geologica-tecnica del progetto definitiva e in particolare si è utilizzato un'unica tipologia di terreno denominata Livello 1 AB.

Si è considerato un carico variabile (di manutenzione) pari a 2500 daN/mq per una larghezza di 3 m

Ne risultano le seguenti pressioni sulle pareti perimetrali che sono state applicate fino alla quota 155.00 (quota di estradosso della fondazione).

Elevazione quota [cm]	Pressioni [daN/cm <sup>2</sup> ]	Forze [daN]
0	0.119	0
0	0.119	0
-20	0.137	257
-40	0.155	549
-60	0.173	877
-80	0.19	1240
-100	0.208	1639
-120	0.225	2071
-140	0.242	2537
-160	0.258	3037
-180	0.275	3570
-200	0.291	4135
-220	0.307	4733
-240	0.323	5363
-260	0.339	6025
-280	0.355	6720
-300	0.371	7446
-320	0.387	8205
-340	0.403	8995
-360	0.419	9818
-380	0.435	10673
-400	0.452	11560
-420	0.468	12479
-440	0.484	13431
-460	0.5	14416
-480	0.517	15433
-500	0.533	16483



### 10.2.3. Azione sismica

Essendo la struttura interamente interrata non è stata eseguita un'analisi sismica globale della struttura ma si è considerato un incremento della spinta terra dovuto al sisma

L'analisi è stata eseguita in condizioni sismiche; parametri scelti :

- località = Senago [45.58330000,9.11670000]
- vita nominale = 100 anni
- classe d'uso = IV
- SLU = SLV
- categoria di sottosuolo = cat D
- categoria topografica = categoria T1
- $ag = 0.618 \text{ m/s}^2$
- $Fo = 2.7759$
- $\beta = 1$
- >  $k_h = 0.1134$
- >  $k_v = 0.0567$

L'incremento è stato valutato pari a  $0.120 \text{ daN/cm}^2$  ed è stato applicato sulle pareti perimetrali.

### 10.3. CONDIZIONI DI CARICO

CONDIZIONI DI CARICO-----|-----|-----|-----|num.= 5

Nome		
1	Peso proprio	N. carichi: 1504 Lista carichi: 2543-4046
2	spinta terra	N. carichi: 1120 Lista carichi: 1-1120
3	permanente	N. carichi: 170 Lista carichi: 1121-1290
4	variabile	N. carichi: 100 Lista carichi: 1291-1390
5	sisma	N. carichi: 1152 Lista carichi: 1391-2542

RISULTANTI DEI CARICHI (punto di applicazione nell'origine degli assi):

cond.	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	0.000000E+00	0.000000E+00	-2.350777E+05	-3.957400E+07	1.853634E+08	0.000000E+00
2	-2.047835E+04	5.114763E+04	0.000000E+00	-7.203985E+06	-2.933246E+06	2.949000E+07
3	0.000000E+00	0.000000E+00	-7.340736E+04	-1.265921E+07	5.764738E+07	0.000000E+00
4	0.000000E+00	0.000000E+00	-5.345429E+04	-8.400969E+06	7.644025E+07	0.000000E+00
5	-5.184696E+03	1.288597E+04	0.000000E+00	-1.987847E+06	-8.148110E+05	7.277869E+06

### 10.4. CASI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU SENZA SISMA	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.300	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	+		
2	SISMAX SLU	nessuna	somma	5	1.000	+		
4	SLU con SISMAX	S.L.U.	somma	1	1.000	+	2	1.000
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
6	SLUGeo	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.300	+		
				4	1.300	+		
7	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
8	Frequente	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
9	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		

Segue il riassunto dei Casi di calcolo analizzati. I dettagli di ciascun Caso (sollecitazioni, verifiche, ecc.) sono specificati nei paragrafi successivi.

Indici e nomi dei casi di carico		
Caso	Nome	Sestetti
1	SLU SENZA SISMA (SLU Appr.1 Comb.1)	1-1
2	SLU con SISMAX (SLU Appr.1 Comb.1)	2-1
3	SLUGeo (SLU Appr.1 Comb.2)	3-1

La seguente tabella elenca i coefficienti di sicurezza parziali, applicati alle caratteristiche meccaniche del terreno, alla capacità portante, alla resistenza a scorrimento e del terreno, per ciascun Caso di calcolo.

Caso	$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{G1,sfa}$	$\gamma_{G2,fav}$	$\gamma_{G2,sfa}$	$\gamma_{Q1,fav}$	$\gamma_{Q1,sfa}$	$\gamma_{\gamma}$	$\gamma_{\phi}$	$\gamma_{c'}$	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	$\gamma_{R,eq}$	$\gamma_{R,upl}$
1	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
2	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
3	1.00	1.00	0.00	1.30	0.00	1.30	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10	1.00	-	-

### 10.1. DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno.

Per le verifiche in condizioni drenate, si utilizzano i coefficienti di capacità portante  $N_q$  (Prandtl, 1921),  $N_c$  (Reissner, 1924),  $N_{\gamma}$  (Vesic, 1973), i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione ( $s$ , Meyerhof, 1951 e 1963), all'approfondimento ( $d$ , Brinch Hansen, 1970), all'inclinazione del carico ( $i$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano di posa ( $b$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano campagna ( $g$ , Vesic, 1973).

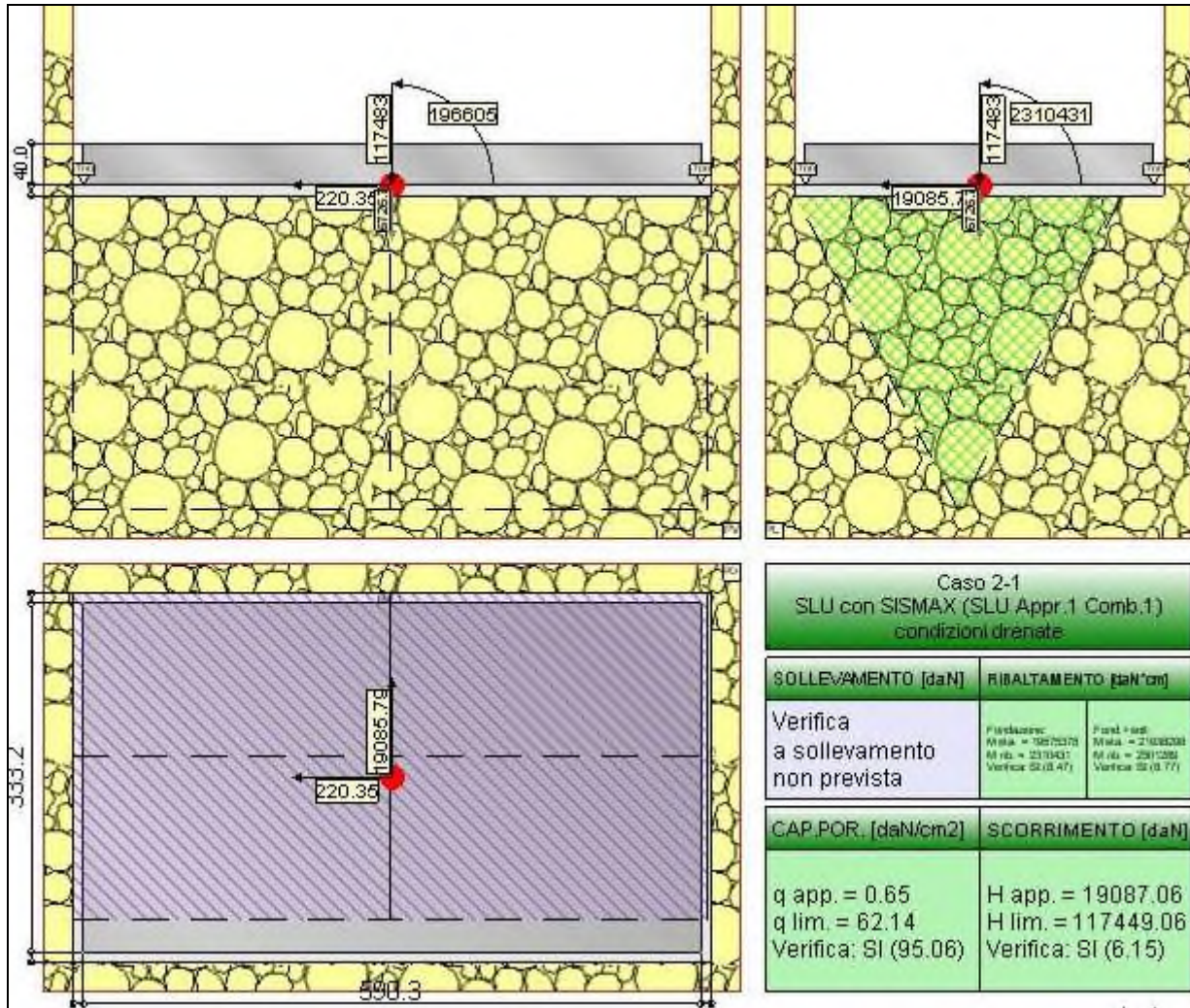
Nel caso di terreno eterogeneo (litologie differenti, presenza di falda), i parametri meccanici utilizzati nel calcolo sono ottenuti come media ponderata dei valori rinvenuti all'interno del cuneo di rottura.

La resistenza a scorrimento, viene ottenuta sommando i contributi del carico normale al piano di posa moltiplicato per il coefficiente d'attrito, e dell'area del piano di posa (eventualmente ridotta per carico verticale eccentrico) per l'adesione fondazione-terreno. In condizioni drenate, l'attrito fondazione terreno è assunto pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno moltiplicato per il coefficiente 0.75, l'adesione fondazione terreno è trascurata (assunta pari a 0). Si considera il contributo della pressione del terreno a lato della fondazione. La resistenza laterale del terreno è assunta pari alla resistenza passiva disponibile moltiplicata per 0.50.

### 10.2. DESCRIZIONE DEL TERRENO

La stratigrafia è eterogenea, presenta 2 strati							
n.	nome	$z_i$ [cm]	$z_f$ [cm]	$\gamma_d$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$\gamma_t$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\phi'$ [°]
1	livello 1AB	0	-700	0.00185	0.002	0	28
2	Sabbia	-700	-3500	0.00195	0.00215	0	35
La stratigrafia contiene una falda							
n.		$z_i$ [cm]	$z_f$ [cm]	$\gamma_w$ [daN/cm <sup>3</sup> ]			
1		-1200	-3500	0.00098			

### 10.3. VERIFICA FONDAZIONE TIPOLOGIA (1)



La fondazione ha piano di posa rettangolare, con lato X di 610.34 [cm], lato Y di 353.25 [cm], e centro alla quota  $z = -710$  [cm]. Compresi 10 cm di fuoriuscita del magrone  
Il piano di posa è orizzontale.

#### 10.3.1. Sollecitazioni al piano di posa

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	-229.9	19913.2	-219399.7	-2446713	-364929	0	0	10
2-1	-220.35	19085.79	-124209.7	-2310431	-196605	0	0	10
3-1	-176.85	15317.85	-178261.39	-1899558	-299193	0	0	10
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	Hx [daN]	Hy [daN]	Vz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	-229.9	19913.2	-219399.7	-2645845	-367228	-	-	-
2-1	-220.35	19085.79	-124209.7	-2501289	-198809	-	-	-
3-1	-176.85	15317.85	-178261.39	-2052736	-300961	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo X (max = 1.69 [cm]) e lungo Y (max = 20.14 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	1.67	12.06	asse Y	asse X
2-1	1.6	20.14	asse Y	asse X
3-1	1.69	11.52	asse Y	asse X



### 10.3.2. Capacità portante

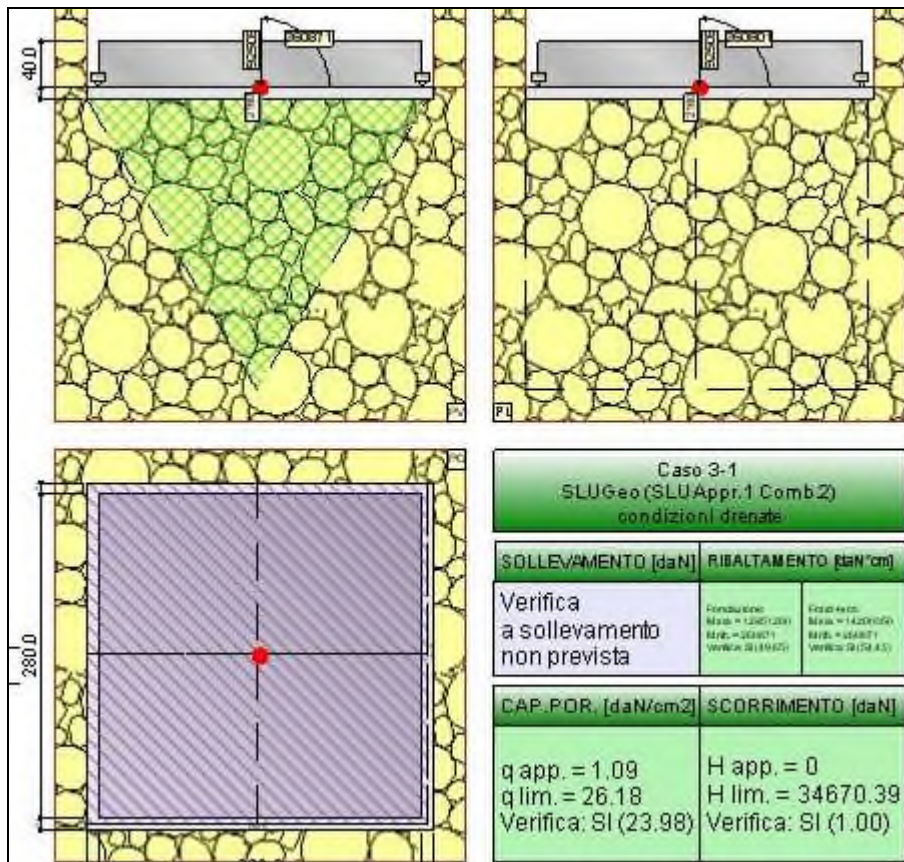
Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	$\gamma_\phi$	$\gamma_\gamma$	$\phi$ [°]	$\gamma'$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$N_\gamma$	$S_\gamma$	$d_\gamma$	$i_{b\gamma}$	$i_{l\gamma}$	$b_\gamma$	$g_\gamma$	$q'_{lim,\gamma}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
1-1	1.00	1.00	35	0.00195	48.03	1.20	1.00	0.78	1.00	1.00	1.00	14.34
2-1	1.00	1.00	35	0.00195	48.03	1.19	1.00	0.64	1.00	1.00	1.00	11.15
3-1	1.25	1.00	29.3	0.00195	20.08	1.16	1.00	0.79	1.00	1.00	1.00	5.89
Caso	$\gamma_{c'}$	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_c$	$S_c$	$d_c$	$i_{bc}$	$i_{lc}$	$b_c$	$g_c$	$q'_{lim,c}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]		
1-1	1.00	0	46.12	1.40	1.30	0.85	1.00	1.00	1.00	0		
2-1	1.00	0	46.12	1.38	1.30	0.75	1.00	1.00	1.00	0		
3-1	1.25	0	28.42	1.32	1.35	0.85	1.00	1.00	1.00	0		
Caso	$q'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_q$	$S_q$	$d_q$	$i_{bq}$	$i_{lq}$	$b_q$	$g_q$	$q'_{lim,q}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]			
1-1	1.31	33.30	1.20	1.29	0.85	1.00	1.00	1.00	57.82			
2-1	1.31	33.30	1.19	1.29	0.76	1.00	1.00	1.00	50.99			
3-1	1.31	16.92	1.16	1.33	0.86	1.00	1.00	1.00	29.57			

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,v}$	$q'_{lim}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	$R_d$ [daN]	$E_d$ [daN]	Verifica
1-1	1.00	72.16	199776.91	14415199	219399.7	SI (14415199/219399.7 = 65.70 >= 1.0)
2-1	1.00	62.14	190016	11807432.9	124209.7	SI (11807432.9/124209.7 = 95.06 >= 1.0)
3-1	1.80	20.28	200427.91	4065441.3	178261.4	SI (4065441.3/178261.4 = 22.81 >= 1.0)

### 10.4. VERIFICA FONDAZIONE TIPOLOGIA (2)



La fondazione ha piano di posa rettangolare, con lato X di 300 [cm], lato Y di 300 [cm], e centro alla quota  $z = -710$  [cm]. Il piano di posa è orizzontale.

Compresi 10 cm di fuoriuscita del magrone



**10.4.1. Sollecitazioni al piano di posa**

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	F <sub>x</sub> [daN]	F <sub>y</sub> [daN]	F <sub>z</sub> [daN]	M <sub>x</sub> [daN*cm]	M <sub>y</sub> [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	0	-117104	-305256	-305338	0	0	10
2-1	0	0	-68437	-108667	-108696	0	0	10
3-1	0	0	-94669	-260801	-260871	0	0	10
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	H <sub>x</sub> [daN]	H <sub>y</sub> [daN]	V <sub>z</sub> [daN]	M <sub>x</sub> [daN*cm]	M <sub>y</sub> [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	0	0	-117104	-305256	-305338	-	-	-
2-1	0	0	-68437	-108667	-108696	-	-	-
3-1	0	0	-94669	-260801	-260871	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo X (max = 2.76 [cm]) e lungo Y (max = 2.75 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	2.61	2.61	asse X	asse Y
2-1	1.59	1.59	asse X	asse Y
3-1	2.76	2.75	asse X	asse Y

**10.4.2. Capacità portante**

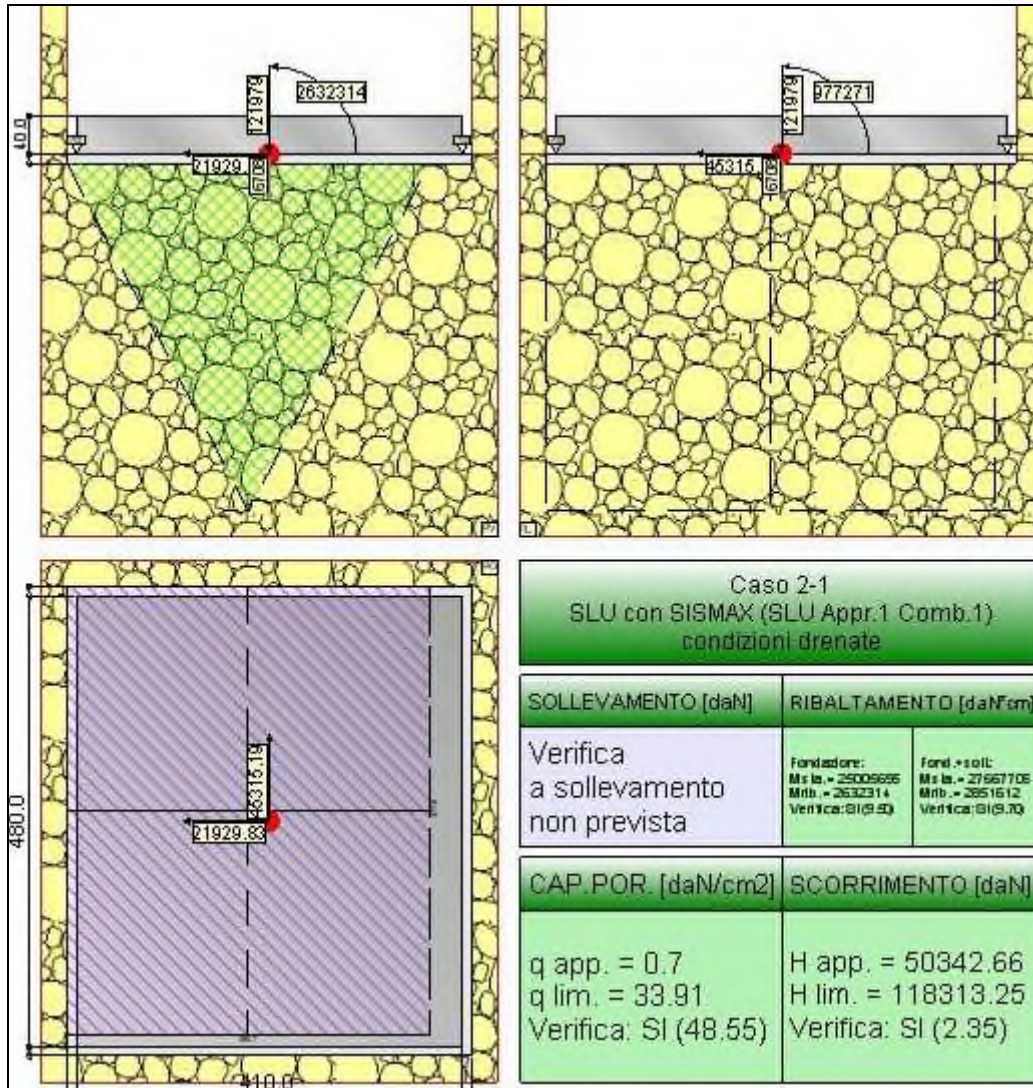
Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	$\gamma_\phi$	$\gamma_\gamma$	$\varphi$ [°]	$\gamma'$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$N_\gamma$	$s_\gamma$	$d_\gamma$	$i_{b\gamma}$	$i_{l\gamma}$	$b_\gamma$	$g_\gamma$	$q'_{lim,\gamma}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
1-1	1.00	1.00	35	0.00195	48.03	1.37	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	18.9
2-1	1.00	1.00	35	0.00195	48.03	1.37	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	19.03
3-1	1.25	1.00	29.3	0.00195	20.08	1.29	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	7.44
Caso	$\gamma_{c'}$	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_c$	$s_c$	$d_c$	$i_{bc}$	$i_{lc}$	$b_c$	$g_c$	$q'_{lim,c}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]		
1-1	1.00	0	46.12	1.74	1.31	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
2-1	1.00	0	46.12	1.74	1.31	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
3-1	1.25	0	28.42	1.58	1.37	1.00	1.00	1.00	1.00	0		
Caso	$q'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_q$	$s_q$	$d_q$	$i_{bq}$	$i_{lq}$	$b_q$	$g_q$	$q'_{lim,q}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]			
1-1	1.31	33.30	1.37	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	77.88			
2-1	1.31	33.30	1.37	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	77.84			
3-1	1.31	16.92	1.29	1.34	1.00	1.00	1.00	1.00	38.62			

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,v}$	$q'_{lim}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	$R_d$ [daN]	$E_d$ [daN]	Verifica
1-1	1.00	96.78	86898.72	8410032	117104	SI (8410032/117104 = 71.82 >= 1.0)
2-1	1.00	96.87	88104.43	8534948.8	68437	SI (8534948.8/68437 = 124.71 >= 1.0)
3-1	1.80	26.18	86724.08	2270177.4	94669	SI (2270177.4/94669 = 23.98 >= 1.0)

### 10.5. VERIFICA FONDAZIONE TIPOLOGIA (3)



La fondazione ha piano di posa rettangolare, con lato X di 430 [cm], lato Y di 500 [cm], e centro alla quota  $z = -710$  [cm]. Il piano di posa è orizzontale.  
Compresi 10 cm di fuoriuscita del magrone

#### 10.5.1. Sollecitazioni al piano di posa.

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	-22726.8	46962.01	-171410	903591	-2515601	0	0	10
2-1	-21929.83	45315.19	-128687	-977271	-2632314	0	0	10
3-1	-17482.15	36124.63	-136351	900459	-1931222	0	0	10
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	Hx [daN]	Hy [daN]	Vz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	-22726.8	46962.01	-171410	433971	-2742869	-	-	-

2-1	-21929.83	45315.19	-128687	-1430423	-2851612	-	-	-
3-1	-17482.15	36124.63	-136351	539213	-2106044	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo X (max = 22.16 [cm]) e lungo Y (max = 11.12 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	16	2.53	asse X	asse Y
2-1	22.16	11.12	asse X	asse Y
3-1	15.45	3.95	asse X	asse Y

### 10.5.2. Capacità portante

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	$\gamma_\phi$	$\gamma_\gamma$	$\varphi$ [°]	$\gamma'$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$N_\gamma$	$s_\gamma$	$d_\gamma$	$i_{b\gamma}$	$i_{l\gamma}$	$b_\gamma$	$g_\gamma$	$q'_{lim,\gamma}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
1-1	1.00	1.00	35	0.00195	48.03	1.30	1.00	0.70	0.46	1.00	1.00	7.68
2-1	1.00	1.00	35	0.00195	48.03	1.30	1.00	0.62	0.35	1.00	1.00	5.03
3-1	1.25	1.00	29.3	0.00195	20.08	1.24	1.00	0.70	0.47	1.00	1.00	3.2
Caso	$\gamma_{c'}$	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_c$	$s_c$	$d_c$	$i_{bc}$	$i_{lc}$	$b_c$	$g_c$	$q'_{lim,c}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]		
1-1	1.00	0	46.12	1.59	1.28	0.80	0.62	1.00	1.00	0		
2-1	1.00	0	46.12	1.60	1.28	0.74	0.52	1.00	1.00	0		
3-1	1.25	0	28.42	1.47	1.33	0.80	0.62	1.00	1.00	0		
Caso	$q'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_q$	$s_q$	$d_q$	$i_{bq}$	$i_{lq}$	$b_q$	$g_q$	$q'_{lim,q}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]			
1-1	1.31	33.30	1.30	1.27	0.80	0.63	1.00	1.00	36.37			
2-1	1.31	33.30	1.30	1.27	0.75	0.53	1.00	1.00	28.88			
3-1	1.31	16.92	1.24	1.31	0.81	0.64	1.00	1.00	18.64			

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,v}$	$q'_{lim}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	$R_d$ [daN]	$E_d$ [daN]	Verifica
1-1	1.00	44.05	196982.93	8677028.6	171410	SI (8677028.6/171410 = 50.62 >= 1.0)
2-1	1.00	33.91	184266.61	6248059	128687	SI (6248059/128687 = 48.55 >= 1.0)
3-1	1.80	12.72	196397.63	2498351.7	136351	SI (2498351.7/136351 = 18.32 >= 1.0)

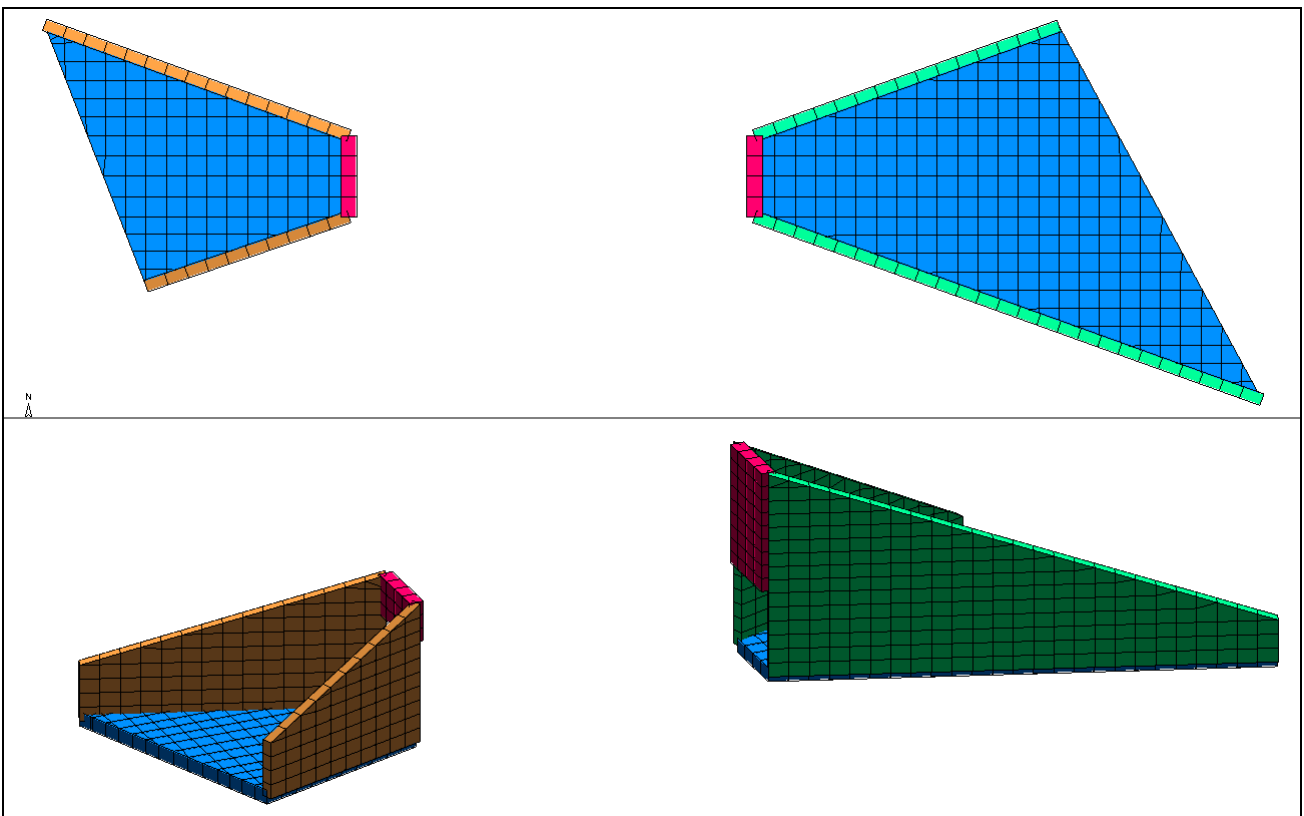
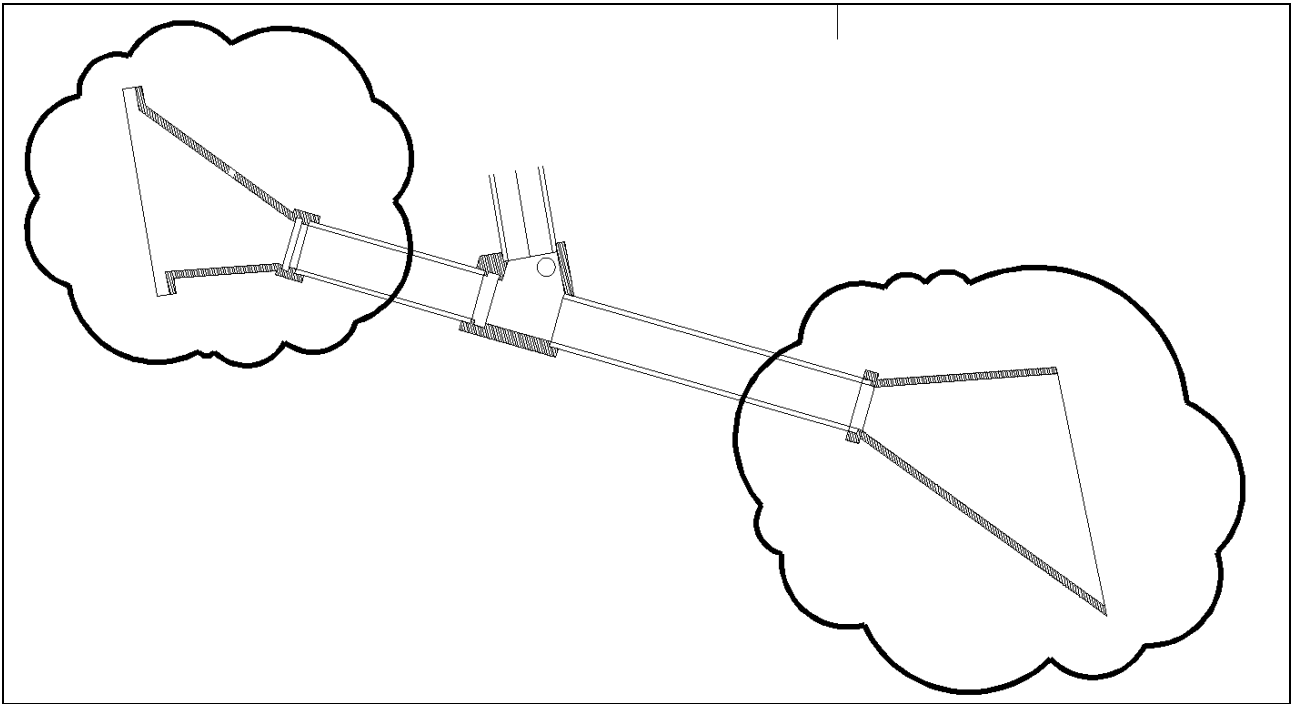
## 11. COLLEGAMENTI SCARICO II SETTORE SU CSNO

### 11.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

I collegamenti di scarico del II settore sul CSNO sono manufatti realizzati interamente in c.a. gettato in opera a base trapezia con due pareti ad altezza variabile per seguire l'andamento del terreno.

In corrispondenza dell'imbocco dell'elemento prefabbricato le due pareti sono collegate tra loro da un'ulteriore parete ortogonale.

Si rimanda agli elaborati grafici per ogni riscontro geometrico.



## 11.2. AZIONI SULLE STRUTTURE

### 11.2.1. Azioni Statiche

Di seguito si riportano i carichi considerati per il calcolo strutturale:

Peso proprio del calcestruzzo ordinario	25.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso proprio acciaio	78.50	kN/m <sup>3</sup>
Variabile su terreno circostante non carrabile	2.00	kN/m <sup>2</sup>
Carico vento e neve non sono stati considerati in quanto non dimensionanti		

**11.2.2. Spinta terra zona sbocco su CSNO (h. 5.30 m)**

Spinte calcolate con coefficiente di spinta a riposo "k0" (utilizzato il K0 "puro"). La spinta è calcolata tramite il coefficiente di spinta a riposo k0 definito dall'utente, la sovraspinta sismica del terreno viene calcolata con la teoria delle spinte su muro rigido di Wood (1973).

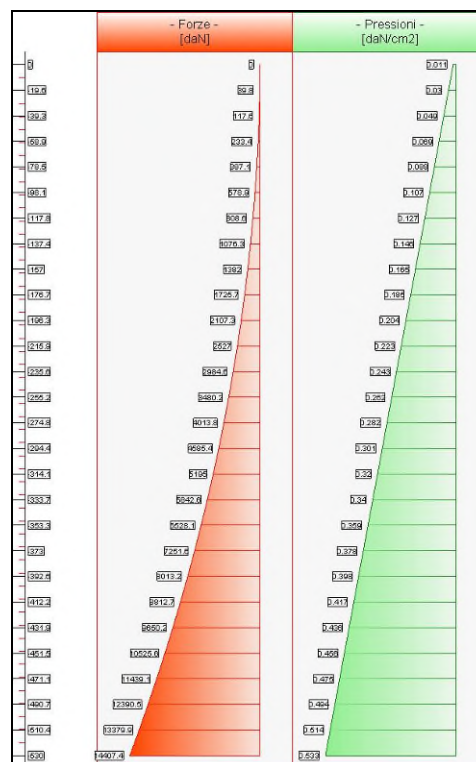
- Attrito muro terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza muro terreno /  $c' = 0$
- Attrito terreno terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza terreno terreno /  $c' = 0$

Il calcolo della spinta terra è stato eseguito prendendo in considerazione la stratigrafia indicata nella relazione geologica-tecnica del progetto definitiva e in particolare si è utilizzato un'unica tipologia di terreno denominata Livello 1 AB.

Si è considerato un carico variabile (di manutenzione) pari a 200 daN/mq per una larghezza di 3 m

Ne risultano le seguenti pressioni sulle pareti perimetrali che sono state applicate fino alla quota 155.00 (quota di estradosso della fondazione).

Elevazione		
quota [cm]	Pressioni [daN/cm <sup>2</sup> ]	Forze [daN]
0	0.011	0
0	0.011	0
-19.6	0.03	40
-39.3	0.049	118
-58.9	0.069	233
-78.5	0.088	387
-98.1	0.107	579
-117.8	0.127	809
-137.4	0.146	1076
-157	0.165	1382
-176.7	0.185	1726
-196.3	0.204	2107
-215.9	0.223	2527
-235.6	0.243	2985
-255.2	0.262	3480
-274.8	0.282	4014
-294.4	0.301	4585
-314.1	0.32	5195
-333.7	0.34	5843
-353.3	0.359	6528
-373	0.378	7252
-392.6	0.398	8013
-412.2	0.417	8813
-431.9	0.436	9650
-451.5	0.456	10526
-471.1	0.475	11439
-490.7	0.494	12391
-510.4	0.514	13380
-530	0.533	14407

**11.2.3. Spinta terra zona imbocco su Il settore (h. 3.70 m)**

Spinte calcolate con coefficiente di spinta a riposo "k0" (utilizzato il K0 "puro"). La spinta è calcolata tramite il coefficiente di spinta a riposo k0 definito dall'utente, la sovraspinta sismica del terreno viene calcolata con la teoria delle spinte su muro rigido di Wood (1973).

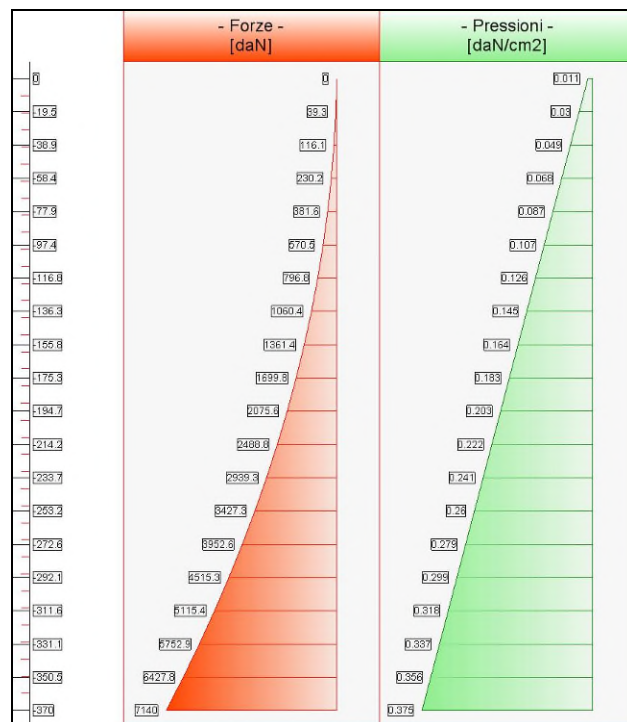
- Attrito muro terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza muro terreno /  $c' = 0$
- Attrito terreno terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza terreno terreno /  $c' = 0$

Il calcolo della spinta terra è stato eseguito prendendo in considerazione la stratigrafia indicata nella relazione geologica-tecnica del progetto definitiva e in particolare si è utilizzato un'unica tipologia di terreno denominata Livello 1 AB.

Si è considerato un carico variabile (di manutenzione) pari a 200 daN/mq per una larghezza di 3 m

Ne risultano le seguenti pressioni sulle pareti perimetrali che sono state applicate fino alla quota 155.00 (quota di estradosso della fondazione).

Elevazione		
quota [cm]	Pressioni [daN/cm <sup>2</sup> ]	Forze [daN]
0	0.011	0
0	0.011	0
-19.5	0.03	39
-38.9	0.049	116
-58.4	0.068	230
-77.9	0.087	382
-97.4	0.107	571
-116.8	0.126	797
-136.3	0.145	1060
-155.8	0.164	1361
-175.3	0.183	1700
-194.7	0.203	2076
-214.2	0.222	2489
-233.7	0.241	2939
-253.2	0.26	3427
-272.6	0.279	3953
-292.1	0.299	4515
-311.6	0.318	5115
-331.1	0.337	5753
-350.5	0.356	6428
-370	0.375	7140



#### 11.2.4. Azione sismica

Essendo la struttura interrata non è stata eseguita un'analisi sismica globale della struttura ma si sono considerati gli incrementi della spinta terra dovuto al sisma

Di seguito i parametri utilizzati per la definizione di tale incremento

- località = Senago [45.58330000,9.11670000]

- vita nominale = 100 anni

- classe d'uso = IV

- SLU = SLV

- categoria di sottosuolo = cat C

- categoria topografica = categoria T1

-  $a_g = 0.618 \text{ m/s}^2$

-  $F_0 = 2.7759$

-  $\beta = 1$

-->  $k_h = 0.095$

-->  $k_v = 0.0475$

L'incremento è stato valutato pari a 0.09 daN/cm<sup>2</sup> ed è stato applicato sulle pareti perimetrali.

#### 11.3. CONDIZIONI DI CARICO

CONDIZIONI DI CARICO-----|-----|-----|-----| num.= 3

Nome

1 Peso\_proprio\_\_\_\_\_ N. carichi: 997  
Lista carichi: 1220-2216

2 spinta\_terra N. carichi: 608  
Lista carichi: 1-608



3 sisma N. carichi: 611  
Lista carichi: 609-1219

RISULTANTI DEI CARICHI (punto di applicazione nell'origine degli assi):

cond.	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.715193E+05	-1.110678E+07	-1.677118E+07	0.000000E+00
2	3.625887E+04	1.417194E+04	0.000000E+00	-2.675508E+06	8.892724E+06	2.581014E+07
3	1.977096E+04	9.246150E+03	0.000000E+00	-2.134176E+06	6.088913E+06	2.298147E+07

#### 11.4. CASI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU SENZA SISMA	S.L.U.	somma	1 2	1.300 1.300	+ +		
3	SISMA SLU	nessuna	somma	3	1.000	±		
5	SLU con SISMA	S.L.U.	somma	1 2	1.000 1.000	+ +	3	1.000
6	SLUGeo	SLU_GEO	somma	1 2	1.000 1.000	+ +		
7	Rara	Rara	somma	1 2	1.000 1.000	+ +		
8	Frequente	Freq.	somma	1 2	1.000 1.000	+ +		
9	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1 2	1.000 1.000	+ +		

Segue il riassunto dei Casi di calcolo analizzati. I dettagli di ciascun Caso (sollecitazioni, verifiche, ecc.) sono specificati nei paragrafi successivi.

Indici e nomi dei casi di carico		
Caso	Nome	Sestetti
1	SLU SENZA SISMA (SLU Appr.1 Comb.1)	1-1
2	SLU con SISMA (SLU Appr.1 Comb.1)	da 2-1 a 2-2
3	SLUGeo (SLU Appr.1 Comb.2)	3-1

La seguente tabella elenca i coefficienti di sicurezza parziali, applicati alle caratteristiche meccaniche del terreno, alla capacità portante, alla resistenza a scorrimento e del terreno, per ciascun Caso di calcolo.

Caso	$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{G1,sfa}$	$\gamma_{G2,fav}$	$\gamma_{G2,sfa}$	$\gamma_{Q1,fav}$	$\gamma_{Q1,sfa}$	$\gamma_{\gamma}$	$\gamma_{\varphi}$	$\gamma_{c'}$	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	$\gamma_{R,eq}$	$\gamma_{R,upl}$
1	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
2	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
3	1.00	1.00	0.00	1.30	0.00	1.30	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10	1.00	-	-

#### 11.5. DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO.

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno.

Per le verifiche in condizioni drenate, si utilizzano i coefficienti di capacità portante  $N_q$  (Prandtl, 1921),  $N_c$  (Reissner, 1924),  $N_{\gamma}$  (Vesic, 1973), i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione ( $s$ , Meyerhof, 1951 e 1963), all'approfondimento ( $d$ , Brinch Hansen, 1970), all'inclinazione del carico ( $i$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano di posa ( $b$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano campagna ( $g$ , Vesic, 1973).

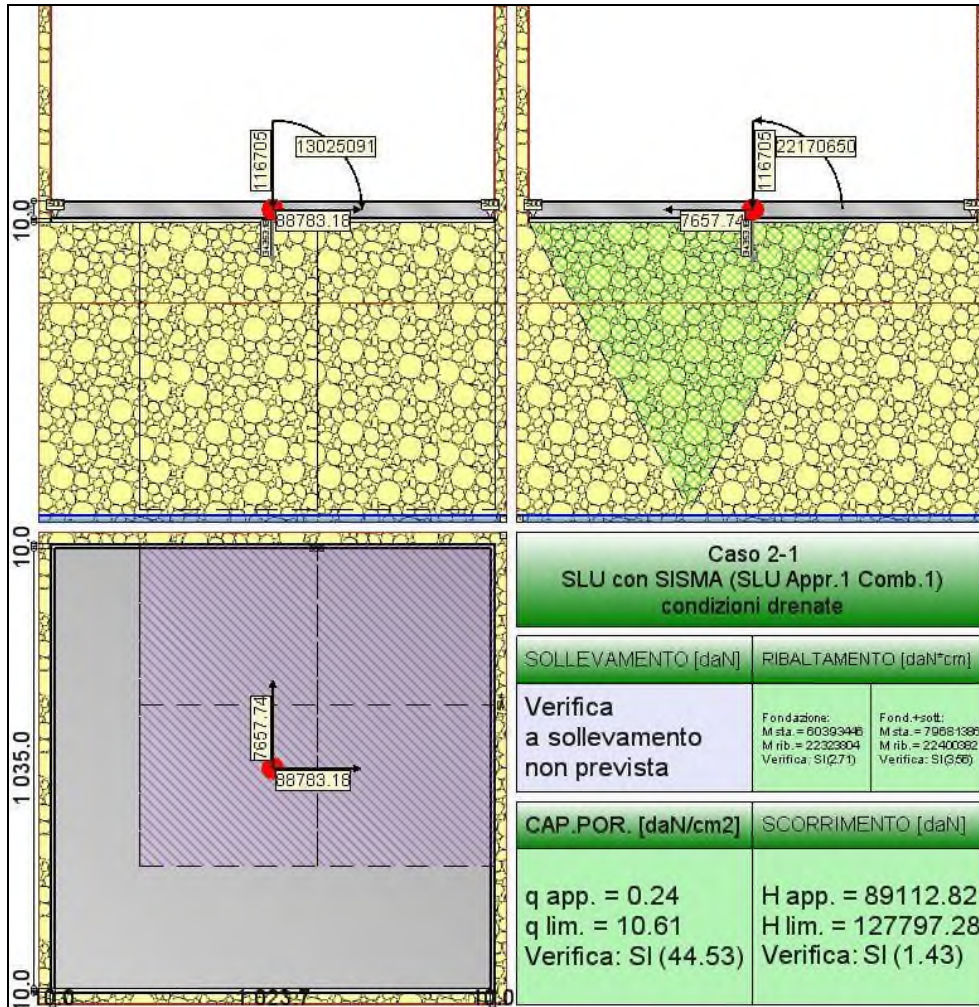
Nel caso di terreno eterogeneo (litologie differenti, presenza di falda), i parametri meccanici utilizzati nel calcolo sono ottenuti come media ponderata dei valori rinvenuti all'interno del cuneo di rottura.

La resistenza a scorrimento, viene ottenuta sommando i contributi del carico normale al piano di posa moltiplicato per il coefficiente d'attrito, e dell'area del piano di posa (eventualmente ridotta per carico verticale eccentrico) per l'adesione fondazione-terreno. In condizioni drenate, l'attrito fondazione terreno è assunto pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno moltiplicato per il coefficiente 0.75, l'adesione fondazione terreno è trascurata (assunta pari a 0). Si considera il contributo della pressione del terreno a lato della fondazione. La resistenza laterale del terreno è assunta pari alla resistenza passiva disponibile moltiplicata per 0.50.

## 11.6. Descrizione del terreno.

La stratigrafia è eterogenea, presenta 2 strati							
n.	nome	z <sub>i</sub> [cm]	z <sub>f</sub> [cm]	γ <sub>d</sub> [daN/cm <sup>3</sup> ]	γ <sub>t</sub> [daN/cm <sup>3</sup> ]	c' [daN/cm <sup>2</sup> ]	φ' [°]
1	livello 1AB	0	-700	0.00185	0.002	0	28
2	Sabbia	-700	-3500	0.00195	0.00215	0	35
La stratigrafia contiene una falda							
n.	z <sub>i</sub> [cm]	z <sub>f</sub> [cm]	γ <sub>w</sub> [daN/cm <sup>3</sup> ]				
1	-1200	-3500	0.00098				

## 11.7. VERIFICA FONDAZIONE SBOCCO SU CSNO



Per la verifica della capacità portante la fondazione è stata schematizzata con piano di posa rettangolare, con lato X di 1034.0 [cm], lato Y di 1035.0 [cm], e centro alla quota z = -510 [cm]. Il piano di posa è orizzontale.

### 11.7.1. Sollecitazioni al piano di posa.

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	F <sub>x</sub> [daN]	F <sub>y</sub> [daN]	F <sub>z</sub> [daN]	M <sub>x</sub> [daN*cm]	M <sub>y</sub> [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	73434.92	3385.37	-185324.18	-28178835	7230234	0	0	30
2-1	88783.18	7657.74	-151058.18	-22170650	13025091	0	0	30
2-2	24193.61	-2449.48	-151055.18	-21204497	-2056348	0	0	30
3-1	56488.4	2604.13	-142557.52	-21676027	5561718	0	0	30
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	H <sub>x</sub> [daN]	H <sub>y</sub> [daN]	V <sub>z</sub> [daN]	M <sub>x</sub> [daN*cm]	M <sub>y</sub> [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]

1-1	73434.92	3385.37	-185324.18	-28280396	9433281	-	-	-
2-1	88783.18	7657.74	-151058.18	-22400382	15688587	-	-	-
2-2	24193.61	-2449.48	-151055.18	-21131012	-1330540	-	-	-
3-1	56488.4	2604.13	-142557.52	-21754151	7256370	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo X (max = 103.86 [cm]) e lungo Y (max = 152.6 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	50.9	152.6	asse Y	asse X
2-1	103.86	148.29	asse Y	asse X
2-2	8.81	139.89	asse Y	asse X
3-1	50.9	152.6	asse Y	asse X

### 11.7.2. Capacità portante.

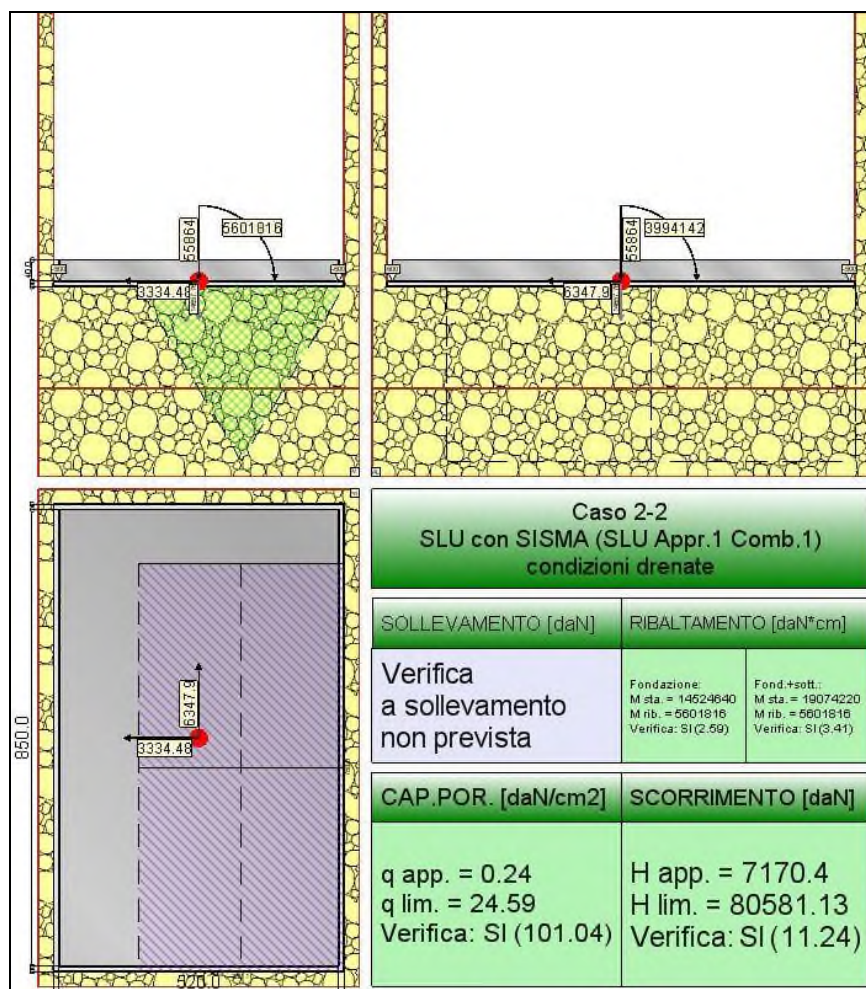
Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	$\gamma_\phi$	$\gamma_\gamma$	$\phi$ [°]	$\gamma'$ [daN/cm³]	$N_\gamma$	$S_\gamma$	$d_\gamma$	$i_{b\gamma}$	$i_{l\gamma}$	$b_\gamma$	$g_\gamma$	$q'_{lim,\gamma}$ [daN/cm²]
1-1	1.00	1.00	31.6	0.0019	28.40	1.25	1.00	0.95	0.29	1.00	1.00	7.06
2-1	1.00	1.00	31.6	0.0019	28.55	1.29	1.00	0.88	0.11	1.00	1.00	2.6
2-2	1.00	1.00	31.7	0.0019	28.83	1.24	1.00	0.96	0.65	1.00	1.00	16.58
3-1	1.25	1.00	25.9	0.0019	12.43	1.20	1.00	0.95	0.29	1.00	1.00	2.96
Caso	$\gamma_{c'}$	$c'$ [daN/cm²]	$N_c$	$S_c$	$d_c$	$i_{bc}$	$i_{lc}$	$b_c$	$g_c$	$q'_{lim,c}$ [daN/cm²]		
1-1	1.00	0	34.30	1.51	1.20	0.97	0.46	1.00	1.00	0		
2-1	1.00	0	34.39	1.58	1.20	0.92	0.24	1.00	1.00	0		
2-2	1.00	0	34.58	1.49	1.19	0.97	0.77	1.00	1.00	0		
3-1	1.25	0	22.15	1.41	1.23	0.97	0.43	1.00	1.00	0		
Caso	$q'$ [daN/cm²]	$N_q$	$S_q$	$d_q$	$i_{bq}$	$i_{lq}$	$b_q$	$g_q$	$q'_{lim,q}$ [daN/cm²]			
1-1	0.94	22.09	1.25	1.19	0.97	0.48	1.00	1.00	14.59			
2-1	0.94	22.18	1.29	1.19	0.92	0.27	1.00	1.00	8.01			
2-2	0.94	22.35	1.24	1.18	0.97	0.78	1.00	1.00	23.54			
3-1	0.94	11.78	1.20	1.21	0.97	0.48	1.00	1.00	7.59			

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,\gamma}$	$q'_{lim}$ [daN/cm²]	$A$ [cm²]	$R_d$ [daN]	$E_d$ [daN]	Verifica
1-1	1.00	21.66	706201.76	15293651.6	185324.2	SI (15293651.6/185324.2 = 82.52 >= 1.0)
2-1	1.00	10.61	633996.58	6727297.9	151058.2	SI (6727297.9/151058.2 = 44.53 >= 1.0)
2-2	1.00	40.12	795405.97	31908696.4	151055.2	SI (31908696.4/151055.2 = 211.24 >= 1.0)
3-1	1.80	6.28	706202.94	4431884.5	142557.5	SI (4431884.5/142557.5 = 31.09 >= 1.0)

## 11.8. VERIFICA FONDAZIONE IMBOCCO II SETTORE



Per la verifica della capacità portante la fondazione è stata schematizzata con piano di posa rettangolare, con lato X di 520.0 [cm], lato Y di 850.0 [cm], e centro alla quota  $z = -510$  [cm]. Il piano di posa è orizzontale.

### 11.8.1. Sollecitazioni al piano di posa.

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	-16167.38	16264.94	-86990.76	4532188	5654829	0	0	10
2-1	-21538.41	18675.08	-70127.76	2958904	3111020	0	0	10
2-2	-3334.48	6347.9	-70521.76	3994142	5601816	0	0	10
3-1	-12436.45	12511.49	-66916.2	3486299	4349868	0	0	10
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	Hx [daN]	Hy [daN]	Vz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	-16167.38	16264.94	-86990.76	4369539	5493155	-	-	-
2-1	-21538.41	18675.08	-70127.76	2772153	2895636	-	-	-
2-2	-3334.48	6347.9	-70521.76	3930663	5568472	-	-	-
3-1	-12436.45	12511.49	-66916.2	3361184	4225504	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo X (max = 78.96 [cm]) e lungo Y (max = 55.74 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	63.15	50.23	asse X	asse Y
2-1	41.29	39.53	asse X	asse Y
2-2	78.96	55.74	asse X	asse Y
3-1	63.15	50.23	asse X	asse Y

**11.8.2. Capacità portante.**

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	$\gamma_\phi$	$\gamma_\gamma$	$\phi$ [°]	$\gamma'$ [daN/cm³]	$N_\gamma$	$S_\gamma$	$d_\gamma$	$i_{b\gamma}$	$i_{l\gamma}$	$b_\gamma$	$g_\gamma$	$q'_{lim,\gamma}$ [daN/cm²]
1-1	1.00	1.00	29.5	0.00187	20.82	1.16	1.00	0.58	0.61	1.00	1.00	3.33
2-1	1.00	1.00	29.9	0.00188	22.01	1.17	1.00	0.38	0.48	1.00	1.00	2.03
2-2	1.00	1.00	29.2	0.00187	19.94	1.15	1.00	0.88	0.80	1.00	1.00	5.75
3-1	1.25	1.00	24.1	0.00187	9.52	1.13	1.00	0.58	0.61	1.00	1.00	1.48
Caso	$\gamma_{c'}$	$c'$ [daN/cm²]	$N_c$	$S_c$	$d_c$	$i_{bc}$	$i_{lc}$	$b_c$	$g_c$	$q'_{lim,c}$ [daN/cm²]		
1-1	1.00	0	28.98	1.32	1.28	0.69	0.74	1.00	1.00	0		
2-1	1.00	0	29.85	1.35	1.26	0.52	0.63	1.00	1.00	0		
2-2	1.00	0	28.32	1.29	1.29	0.92	0.87	1.00	1.00	0		
3-1	1.25	0	19.40	1.26	1.31	0.68	0.73	1.00	1.00	0		
Caso	$q'$ [daN/cm²]	$N_q$	$S_q$	$d_q$	$i_{bq}$	$i_{lq}$	$b_q$	$g_q$	$q'_{lim,q}$ [daN/cm²]			
1-1	0.94	17.40	1.16	1.26	0.71	0.76	1.00	1.00	12.89			
2-1	0.94	18.15	1.17	1.24	0.55	0.66	1.00	1.00	8.98			
2-2	0.94	16.83	1.15	1.27	0.92	0.88	1.00	1.00	18.84			
3-1	0.94	9.66	1.13	1.28	0.71	0.76	1.00	1.00	7.08			

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,\gamma}$	$q'_{lim}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$A$ [cm <sup>2</sup> ]	$R_d$ [daN]	$E_d$ [daN]	Verifica
1-1	1.00	16.22	318364.28	5164063.3	86990.8	SI (5164063.3/86990.8 = 59.36 >= 1.0)
2-1	1.00	11	361790.37	3981217.8	70127.8	SI (3981217.8/70127.8 = 56.77 >= 1.0)
2-2	1.00	24.59	289816.13	7125842.7	70521.8	SI (7125842.7/70521.8 = 101.04 >= 1.0)
3-1	1.80	5.17	318364.76	1646592.5	66916.2	SI (1646592.5/66916.2 = 24.61 >= 1.0)

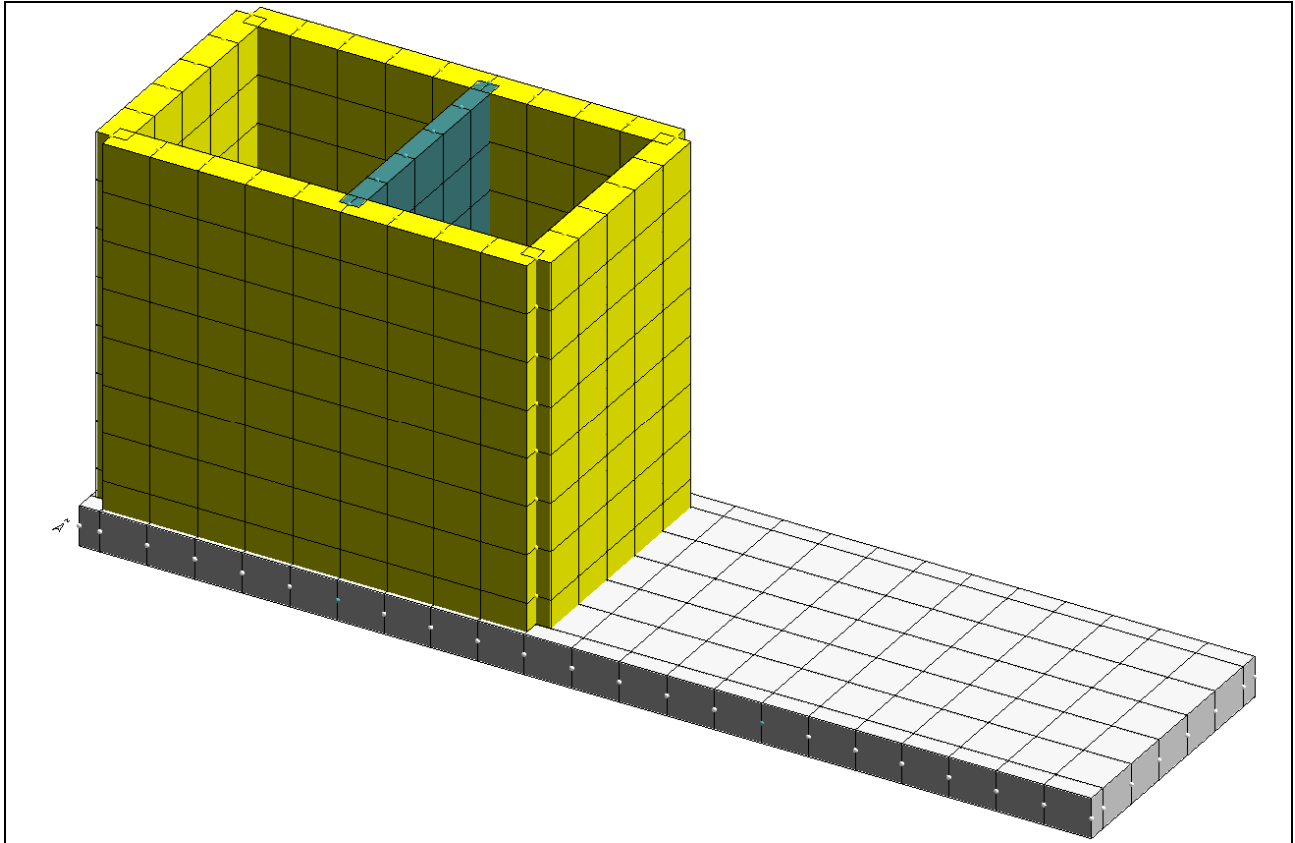
## 12. MANUFATTO INTERCONNESSIONE TRA INVASO E FALDA

### 12.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il pozzetto dewatering è realizzato con una struttura interamente in c.a. con pareti da 30 cm (ad esclusione di quella interna che ha spessore 20 cm)

La platea di fondazione ha spessore 40 cm che aumenta in corrispondenza dell'uscita fuori terra.

Si rimanda agli elaborati grafici per ogni riscontro geometrico.



### 12.2. AZIONI SULLE STRUTTURE

#### 12.2.1. Azioni Statiche

Di seguito si riportano i carichi considerati per il calcolo strutturale:

Peso proprio del calcestruzzo ordinario	25.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso proprio acciaio	78.50	kN/m <sup>3</sup>
Variabile acqua + spinta idrostatica	30.00	kN/m <sup>2</sup>

Carico vento e neve non sono stati considerati in quanto non dimensionanti

#### 12.2.2. Spinta terra

Spinte calcolate con coefficiente di spinta a riposo "k<sub>0</sub>" (utilizzato il K<sub>0</sub> "puro"). La spinta è calcolata tramite il coefficiente di spinta a riposo k<sub>0</sub> definito dall'utente, la sovraspinta sismica del terreno viene calcolata con la teoria delle spinte su muro rigido di Wood (1973).

- Attrito muro terreno /  $\phi' = 0.67$



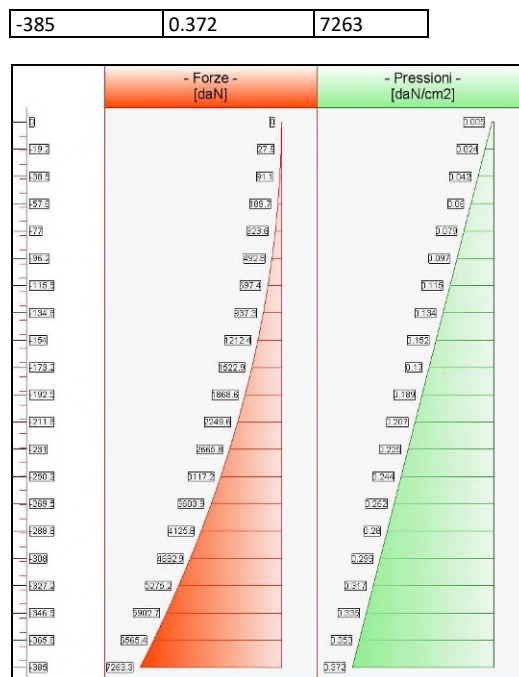
- Aderenza muro terreno /  $c' = 0$
- Attrito terreno terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza terreno terreno /  $c' = 0$

Il calcolo della spinta terra è stato eseguito prendendo in considerazione la stratigrafia indicata nella relazione geologica-tecnica del progetto definitiva e in particolare si è utilizzato un'unica tipologia di terreno denominata Livello 1 AB.

Si è considerato un carico variabile (di manutenzione) pari a 200 daN/mq per una larghezza di 3 m

Ne risultano le seguenti pressioni sulle pareti perimetrali che sono state applicate fino alla quota 148.00 (quota di estradosso della fondazione).

Elevazione		
quota [cm]	Pressioni [daN/cm <sup>2</sup> ]	Forze [daN]
0	0.005	0
0	0.005	0
-19.2	0.024	28
-38.5	0.042	91
-57.8	0.06	190
-77	0.079	324
-96.2	0.097	493
-115.5	0.115	697
-134.8	0.134	937
-154	0.152	1212
-173.2	0.17	1523
-192.5	0.189	1869
-211.8	0.207	2250
-231	0.225	2666
-250.2	0.244	3117
-269.5	0.262	3604
-288.8	0.28	4126
-308	0.299	4683
-327.2	0.317	5275
-346.5	0.335	5903
-365.8	0.353	6565



### 12.2.3. Azione sismica

Essendo la struttura interrata non è stata eseguita un'analisi sismica globale della struttura ma si sono considerati gli incrementi della spinta terra dovuto al sisma

Di seguito i parametri utilizzati per la definizione di tale incremento

- località = Senago [45.58330000,9.11670000]
- vita nominale = 100 anni
- classe d'uso = IV
- SLU = SLV
- categoria di sottosuolo = cat C
- categoria topografica = categoria T1
- $ag = 0.618 \text{ m/s}^2$
- $F_0 = 2.7759$
- $\beta_m = 1$
- >  $k_h = 0.095$
- >  $k_v = 0.0475$

L'incremento è stato valutato pari a  $0.070 \text{ daN/cm}^2$  ed è stato applicato sulle pareti perimetrali.

### 12.3. CONDIZIONI DI CARICO

CONDIZIONI DI CARICO-----|-----|-----|-----| num. =

4

- Nome
- 1 Peso\_proprio\_\_\_\_\_ N. carichi: 418  
Lista carichi: 573-990
  - 2 spinta\_terra N. carichi: 264  
Lista carichi: 1-264
  - 3 permanente N. carichi: 84  
Lista carichi: 265-348
  - 4 sisma N. carichi: 224  
Lista carichi: 349-572

RISULTANTI DEI CARICHI (punto di applicazione nell'origine degli assi):

cond.	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	0.000000E+00	0.000000E+00	-7.045220E+04	-9.863308E+06	2.390024E+07	0.000000E+00
2	-1.741933E+04	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	-2.235308E+06	2.438707E+06
3	0.000000E+00	0.000000E+00	-6.283200E+04	-8.796480E+06	4.527046E+07	0.000000E+00
4	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00

## 12.4. CASI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU SENZA SISMA	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.300	+		
				3	1.500	+		
2	SISMA SLU	nessuna	somma	4	1.000	+		
4	SLU con SISMA	S.L.U.	somma	1	1.000	+	2	1.000
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
6	SLUGeo	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.300	+		
7	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
8	Frequente	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
9	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		

Segue il riassunto dei Casi di calcolo analizzati. I dettagli di ciascun Caso (sollecitazioni, verifiche, ecc.) sono specificati nei paragrafi successivi.

Indici e nomi dei casi di carico		
Caso	Nome	Sestetti
1	SLU SENZA SISMA (SLU Appr.1 Comb.1)	1-1
2	SLU con SISMA (SLU Appr.1 Comb.1)	2-1
3	SLUGeo (SLU Appr.1 Comb.2)	3-1

La seguente tabella elenca i coefficienti di sicurezza parziali, applicati alle caratteristiche meccaniche del terreno, alla capacità portante, alla resistenza a scorrimento e del terreno, per ciascun Caso di calcolo.

Caso	$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{G1,sfa}$	$\gamma_{G2,fav}$	$\gamma_{G2,sfa}$	$\gamma_{Q1,fav}$	$\gamma_{Q1,sfa}$	$\gamma_{\gamma}$	$\gamma_{\phi}$	$\gamma_{c'}$	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	$\gamma_{R,equ}$	$\gamma_{R,upl}$
1	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
2	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
3	1.00	1.00	0.00	1.30	0.00	1.30	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10	1.00	-	-

## 12.1. DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO.

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno. A favore di sicurezza, si pone uguale a zero il valore del sovraccarico laterale (carichi e infossamento).

Per le verifiche in condizioni drenate, si utilizzano i coefficienti di capacità portante  $N_q$  (Prandtl, 1921),  $N_c$  (Reissner, 1924),  $N_{\gamma}$  (Vesic, 1973), i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione ( $s$ , Meyerhof, 1951 e 1963), all'approfondimento ( $d$ , Brinch Hansen, 1970), all'inclinazione del carico ( $i$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano di posa ( $b$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano campagna ( $g$ , Vesic, 1973).

Nel caso di terreno eterogeneo (litologie differenti, presenza di falda), i parametri meccanici utilizzati nel calcolo sono ottenuti come media ponderata dei valori rinvenuti all'interno del cuneo di rottura.

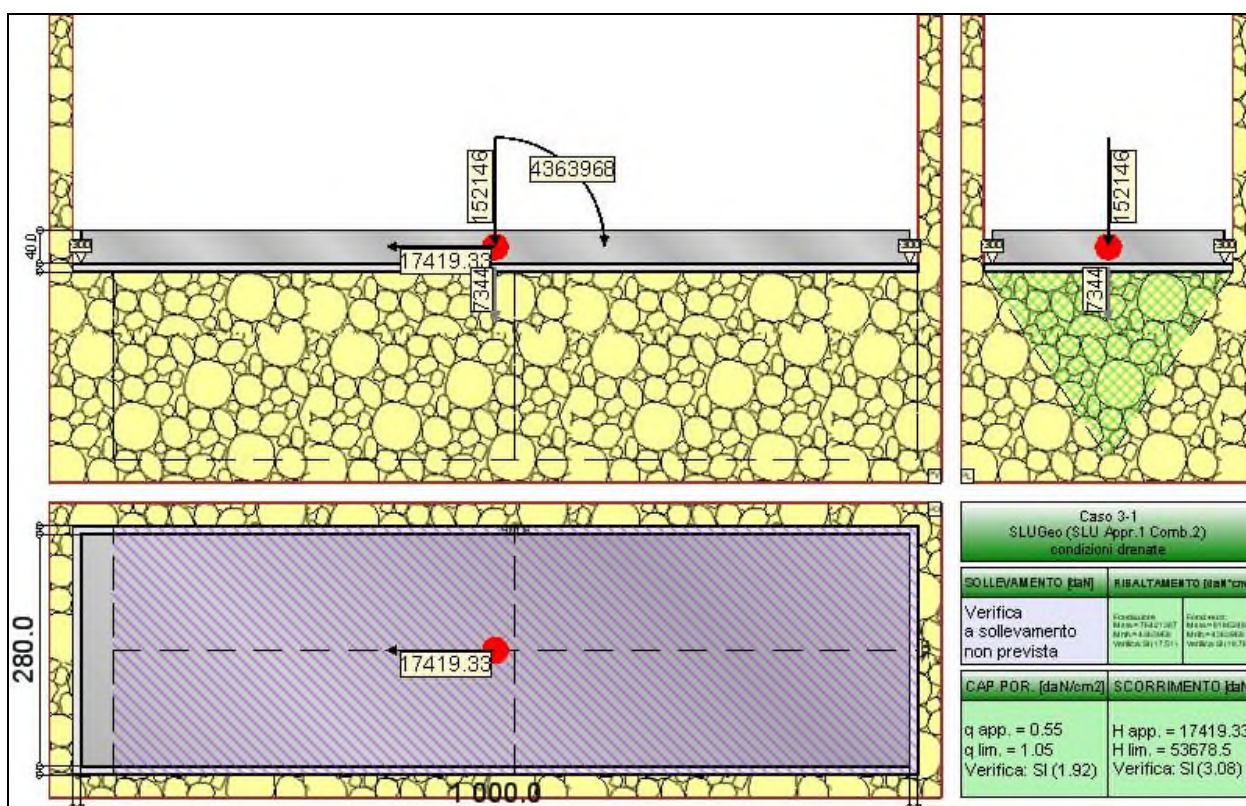
La resistenza a scorrimento, viene ottenuta sommando i contributi del carico normale al piano di posa mol-

tiplicato per il coefficiente d'attrito, e dell'area del piano di posa (eventualmente ridotta per carico verticale eccentrico) per l'adesione fondazione-terreno. In condizioni drenate, l'attrito fondazione terreno è assunto pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno moltiplicato per il coefficiente 0.75, l'adesione fondazione terreno è trascurata (assunta pari a 0). Si considera il contributo della pressione del terreno a lato della fondazione. La resistenza laterale del terreno è assunta pari alla resistenza passiva disponibile moltiplicata per 0.50.

## 12.2. DESCRIZIONE DEL TERRENO.

La stratigrafia è eterogenea, presenta 2 strati							
n.	nome	z <sub>i</sub> [cm]	z <sub>f</sub> [cm]	γ <sub>d</sub> [daN/cm <sup>3</sup> ]	γ <sub>t</sub> [daN/cm <sup>3</sup> ]	c' [daN/cm <sup>2</sup> ]	φ' [°]
1	livello 1AB	0	-700	0.00185	0.002	0	28
2	Sabbia	-700	-3500	0.00195	0.00215	0	35
La stratigrafia contiene una falda							
n.		z <sub>i</sub> [cm]	z <sub>f</sub> [cm]	γ <sub>w</sub> [daN/cm <sup>3</sup> ]			
1		-1200	-3500	0.00098			

## 12.3. VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE



La fondazione ha piano di posa rettangolare, con lato X di 1020 [cm], lato Y di 300 [cm], e centro alla quota z = -310 [cm]. Il piano di posa è orizzontale.

### 12.3.1. Sollecitazioni al piano di posa.

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	F <sub>x</sub> [daN]	F <sub>y</sub> [daN]	F <sub>z</sub> [daN]	M <sub>x</sub> [daN*cm]	M <sub>y</sub> [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	-22645.13	0	-195400.2	0	3052404	0	0	30
2-1	-17419.33	0	-142845.2	0	226506	0	0	30
3-1	-17419.33	0	-159490	0	4363968	0	0	30
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	H <sub>x</sub> [daN]	H <sub>y</sub> [daN]	V <sub>z</sub> [daN]	M <sub>x</sub> [daN*cm]	M <sub>y</sub> [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	-22645.13	0	-195400.2	0	2373050	-	-	-

2-1	-17419.33	0	-142845.2	0	-296074	-	-	-
3-1	-17419.33	0	-159490	0	3841388	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo X (max = 24.09 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	12.14	0	asse Y	asse X
2-1	2.07	0	asse Y	asse X
3-1	24.09	0	asse Y	asse X

### 12.3.2. Capacità portante.

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	$\gamma_\phi$	$\gamma_\gamma$	$\phi$ [°]	$\gamma'$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$N_\gamma$	$s_\gamma$	$d_\gamma$	$i_{b\gamma}$	$i_{l\gamma}$	$b_\gamma$	$g_\gamma$	$q'_{lim,\gamma}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
1-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.08	1.00	1.00	0.76	1.00	1.00	3.82
2-1	1.00	1.00	28	0.00185	16.72	1.08	1.00	1.00	0.75	1.00	1.00	3.76
3-1	1.25	1.00	23	0.00185	8.25	1.07	1.00	1.00	0.77	1.00	1.00	1.89
Caso	$\gamma_{c'}$	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_c$	$s_c$	$d_c$	$i_{bc}$	$i_{lc}$	$b_c$	$g_c$	$q'_{lim,c}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]		
1-1	1.00	0	25.80	1.17	1.26	1.00	0.85	1.00	1.00	0		
2-1	1.00	0	25.80	1.16	1.26	1.00	0.84	1.00	1.00	0		
3-1	1.25	0	18.10	1.14	1.29	1.00	0.85	1.00	1.00	0		
Caso	$q'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_q$	$s_q$	$d_q$	$i_{bq}$	$i_{lq}$	$b_q$	$g_q$	$q'_{lim,q}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]			
1-1	0 (trascurato)	14.72	1.08	1.24	1.00	0.86	1.00	1.00	0			
2-1	0 (trascurato)	14.72	1.08	1.24	1.00	0.85	1.00	1.00	0			
3-1	0 (trascurato)	8.70	1.07	1.25	1.00	0.87	1.00	1.00	0			

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,v}$	$q'_{lim}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	$R_d$ [daN]	$E_d$ [daN]	Verifica
1-1	1.00	3.82	298713.26	1140530.7	195400.2	SI (1140530.7/195400.2 = 5.84 >= 1.0)
2-1	1.00	3.76	304756.39	1144674.5	142845.2	SI (1144674.5/142845.2 = 8.01 >= 1.0)
3-1	1.80	1.05	291548.73	306599.6	159490	SI (306599.6/159490 = 1.92 >= 1.0)

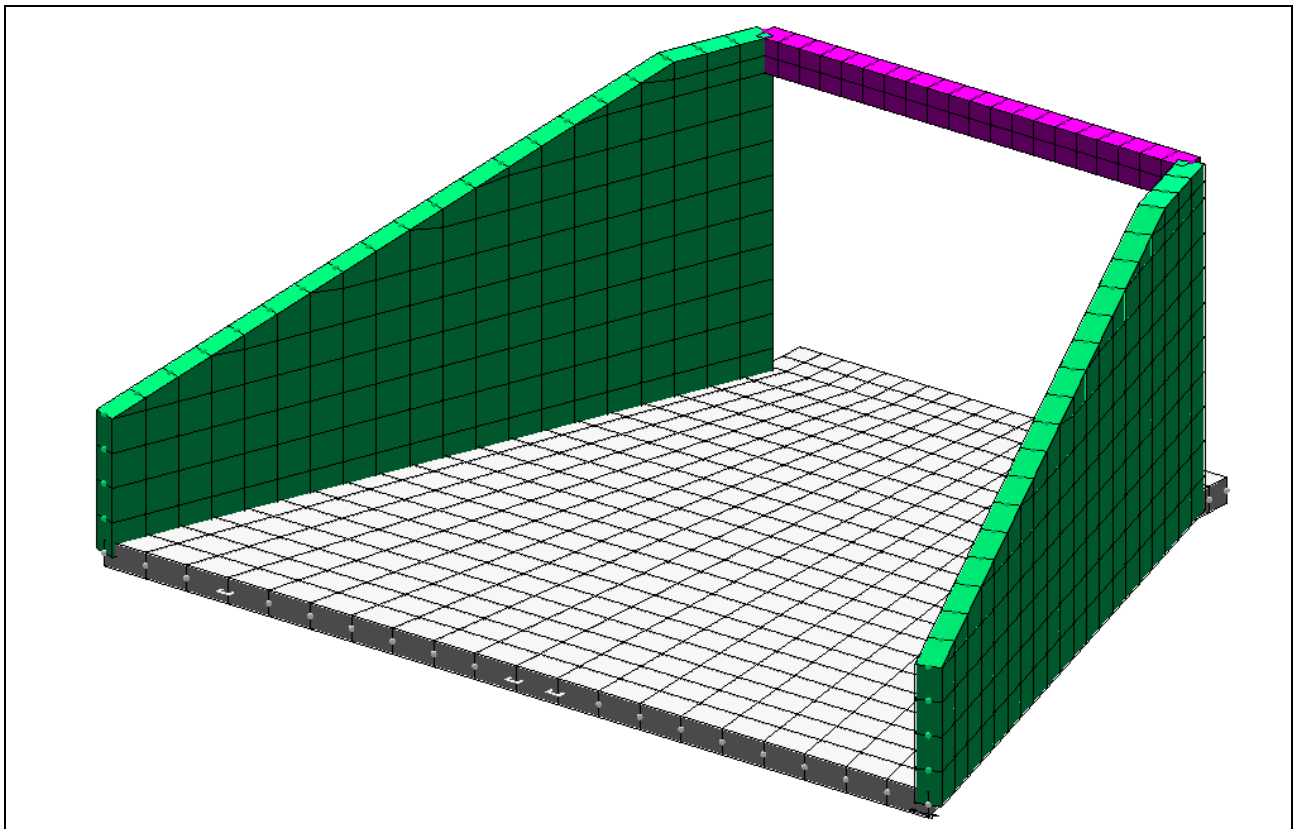
### 13. CANALE DI ALIMENTAZIONE INVASO I – LATO INVASO

#### 13.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il canale di alimentazione per l'invaso I è composto da una serie di elementi prefabbricati in corrispondenza dell'attraversamento sulla strada esistente. Sul lato invaso viene realizzato uno sbocco interamente in c.a. gettato in opera composto da 2 pareti inclinate di sp. 40 cm collegate all'estremità più alta da un atrave 40x55.

La platea di fondazione ha spessore 40 cm.

Si rimanda agli elaborati grafici per ogni riscontro geometrico.



#### 13.2. AZIONI SULLE STRUTTURE

##### 13.2.1. Azioni Statiche

Di seguito si riportano i carichi considerati per il calcolo strutturale:

Peso proprio del calcestruzzo ordinario

25.00 kN/m<sup>3</sup>

Peso proprio acciaio

78.50 kN/m<sup>3</sup>

Carico vento e neve non sono stati considerati in quanto non dimensionanti

### 13.2.2. Spinta terra in corrispondenza della trave di collegamento.

Spinte calcolate con coefficiente di spinta a riposo "k0" (utilizzato il K0 "puro"). La spinta è calcolata tramite il coefficiente di spinta a riposo k0 definito dall'utente, la sovraspinta sismica del terreno viene calcolata con la teoria delle spinte su muro rigido di Wood (1973).

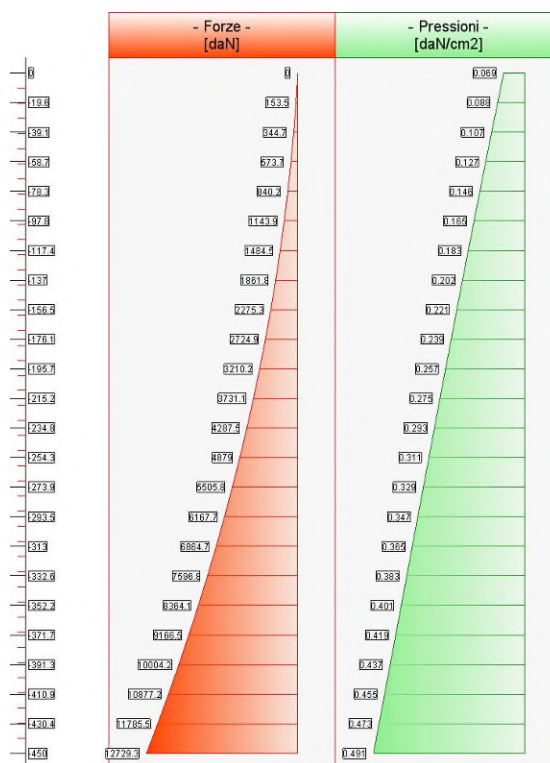
- Attrito muro terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza muro terreno /  $c' = 0$
- Attrito terreno terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza terreno terreno /  $c' = 0$

Il calcolo della spinta terra è stato eseguito prendendo in considerazione la stratigrafia indicata nella relazione geologica-tecnica del progetto definitiva e in particolare si è utilizzato un'unica tipologia di terreno denominata Livello 1 AB.

Si è considerato un carico variabile (di manutenzione) pari a 200 daN/mq per una larghezza di 3 m

Ne risultano le seguenti pressioni sulle pareti perimetrali che sono state applicate fino alla quota 155.00 (quota di estradosso della fondazione).

Elevazione		
quota [cm]	Pressioni [daN/cm <sup>2</sup> ]	Forze [daN]
0	0.069	0
0	0.069	0
-19.6	0.088	153
-39.1	0.107	345
-58.7	0.127	574
-78.3	0.146	840
-97.8	0.165	1144
-117.4	0.183	1485
-137	0.202	1862
-156.5	0.221	2275
-176.1	0.239	2725
-195.7	0.257	3210
-215.2	0.275	3731
-234.8	0.293	4287
-254.3	0.311	4879
-273.9	0.329	5506
-293.5	0.347	6168
-313	0.365	6865
-332.6	0.383	7597
-352.2	0.401	8364
-371.7	0.419	9167
-391.3	0.437	10004
-410.9	0.455	10877
-430.4	0.473	11785
-450	0.491	12729



A distanza di 2 m dalla trave di collegamento la spinta della terra viene valutata in modo variabile in base all'altezza delle pareti e inoltre utilizzato il coefficiente di spinta ka anziché il k<sub>0</sub>

### 13.2.3. Azione sismica

Essendo la struttura interamente interrata non è stata eseguita un'analisi sismica globale della struttura ma si è considerato un incremento della spinta terra dovuto al sisma

Di seguito i parametri utilizzati per la definizione di tale incremento

- località = Senago [45.58330000,9.11670000]



- vita nominale = 100 anni
- classe d'uso = IV
- SLU = SLV
- categoria di sottosuolo = cat C
- categoria topografica = categoria T1
- $ag = 0.618 \text{ m/s}^2$
- $Fo = 2.7759$
- $\beta_m = 1$
- >  $kh = 0.095$
- >  $k_v = 0.0475$

L'incremento è stato valutato pari a  $0.070 \text{ daN/cm}^2$  ed è stato applicato sulle pareti perimetrali.

### 13.3. CONDIZIONI DI CARICO

CONDIZIONI DI CARICO-----|-----|-----|-----| num.= 3

- Nome
- 1 Peso\_proprio\_\_\_\_\_ N. carichi: 762  
Lista carichi: 615-1376
  - 2 spinta\_terra N. carichi: 292  
Lista carichi: 1-292
  - 3 sisma N. carichi: 322  
Lista carichi: 293-614

RISULTANTI DEI CARICHI (punto di applicazione nell'origine degli assi):

cond.	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	0.000000E+00	0.000000E+00	-2.080792E+05	-1.040396E+08	-8.844230E+08	0.000000E+00
2	-3.781683E+04	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	-5.366838E+06	1.890842E+07
3	0.000000E+00	-8.213625E+04	0.000000E+00	1.713289E+07	0.000000E+00	3.585256E+08

### 13.4. CASI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU SENZA SISMA	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.300	+		
2	SISMAX SLU	nessuna	somma	3	1.000	±		
4	SLU con SISMAX	S.L.U.	somma	1	1.000	+	2	1.000
				2	1.000	+		
6	SLUGeo	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
7	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
8	Frequente	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
9	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		

Segue il riassunto dei Casi di calcolo analizzati. I dettagli di ciascun Caso (sollecitazioni, verifiche, ecc.) sono specificati nei paragrafi successivi.

Indici e nomi dei casi di carico		
Caso	Nome	Sestetti
1	SLU SENZA SISMA (SLU Appr.1 Comb.1)	1-1
2	SLU con SISMAX (SLU Appr.1 Comb.1)	da 2-1 a 2-2
3	SLU con SISMAX (SLU Appr.1 Comb.2)	da 3-1 a 3-2
4	SLUGeo (SLU Appr.1 Comb.2)	4-1

La seguente tabella elenca i coefficienti di sicurezza parziali, applicati alle caratteristiche meccaniche del terreno, alla capacità portante, alla resistenza a scorrimento e del terreno, per ciascun Caso di calcolo.

Caso	$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{G1,sfa}$	$\gamma_{G2,fav}$	$\gamma_{G2,sfa}$	$\gamma_{Q1,fav}$	$\gamma_{Q1,sfa}$	$\gamma_{\gamma}$	$\gamma_{\phi}$	$\gamma_{c'}$	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	$\gamma_{R,eq}$	$\gamma_{R,upl}$
1	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10	1.00	-	-
4	1.00	1.00	0.00	1.30	0.00	1.30	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10	1.00	-	-

### 13.1. Descrizione del metodo di calcolo.

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno.

Per le verifiche in condizioni drenate, si utilizzano i coefficienti di capacità portante  $N_q$  (Prandtl, 1921),  $N_c$  (Reissner, 1924),  $N_\gamma$  (Vesic, 1973), i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione ( $s$ , Meyerhof, 1951 e 1963), all'approfondimento ( $d$ , Brinch Hansen, 1970), all'inclinazione del carico ( $i$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano di posa ( $b$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano campagna ( $g$ , Vesic, 1973).

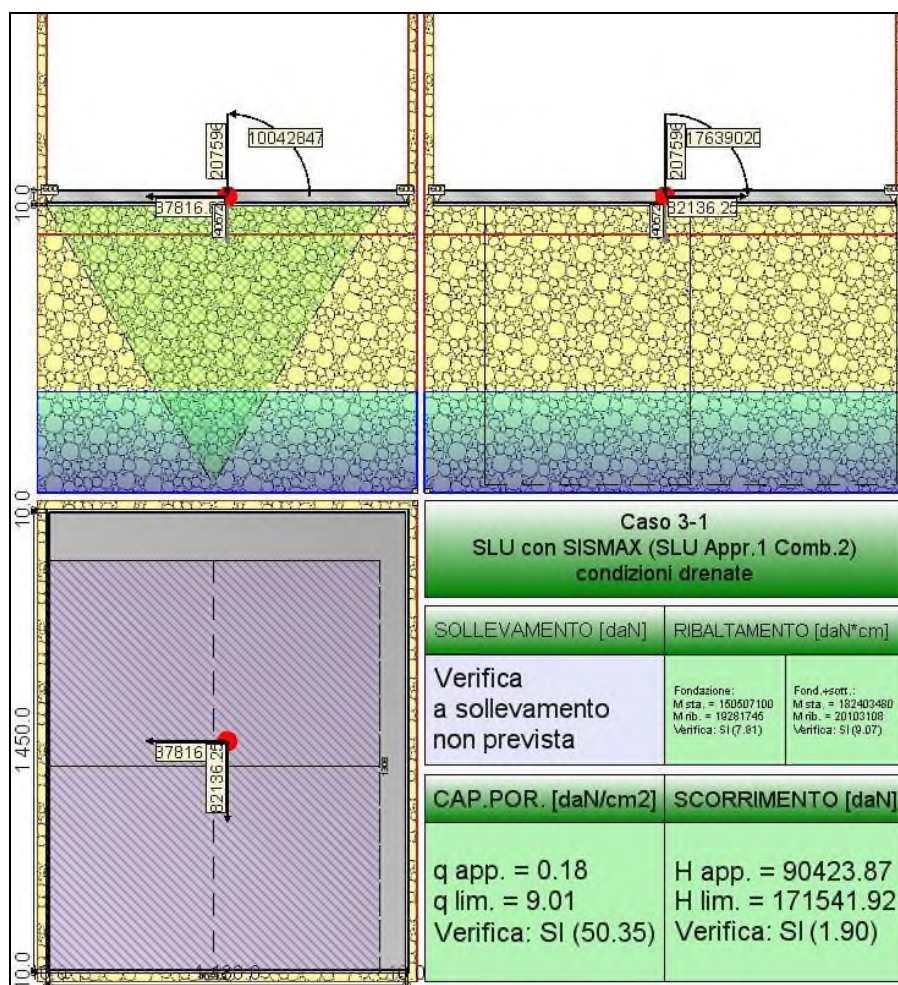
Nel caso di terreno eterogeneo (litologie differenti, presenza di falda), i parametri meccanici utilizzati nel calcolo sono ottenuti come media ponderata dei valori rinvenuti all'interno del cuneo di rottura.

La resistenza a scorrimento, viene ottenuta sommando i contributi del carico normale al piano di posa moltiplicato per il coefficiente d'attrito, e dell'area del piano di posa (eventualmente ridotta per carico verticale eccentrico) per l'adesione fondazione-terreno. In condizioni drenate, l'attrito fondazione terreno è assunto pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno moltiplicato per il coefficiente 0.75, l'adesione fondazione terreno è trascurata (assunta pari a 0). Si considera il contributo della pressione del terreno a lato della fondazione. La resistenza laterale del terreno è assunta pari alla resistenza passiva disponibile moltiplicata per 0.50.

### 13.2. Descrizione del terreno.

La stratigrafia è eterogenea, presenta 2 strati							
n.	nome	$z_i$ [cm]	$z_f$ [cm]	$\gamma_d$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$\gamma_t$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\phi'$ [°]
1	livello 1AB	0	-700	0.00185	0.002	0	28
2	Sabbia	-700	-3500	0.00195	0.00215	0	35
La stratigrafia contiene una falda							
n.		$z_i$ [cm]	$z_f$ [cm]		$\gamma_w$ [daN/cm <sup>3</sup> ]		
1		-1200	-3500		0.00098		

### 13.3. VERIFICA PLATEA



La fondazione ha piano di posa rettangolare, con lato X di 1150 [cm], lato Y di 1470 [cm], e centro alla quota  $z = -610$  [cm]. Il piano di posa è orizzontale.

### 13.3.1. Sollecitazioni al piano di posa.

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	-49161.88	0	-323041.6	-1412	-13004329	0	0	30
2-1	-37816.83	-82136.25	-248168	17639020	-10042847	0	0	30
2-2	-37816.83	82136.25	-248181	-17639197	-10043616	0	0	30
3-1	-37816.83	-82136.25	-248168	17639020	-10042847	0	0	30
3-2	-37816.83	82136.25	-248181	-17639197	-10043616	0	0	30
4-1	-37816.83	0	-248493	-1086	-10003330	0	0	30
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	Hx [daN]	Hy [daN]	Vz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	-49161.88	0	-323041.6	-1412	-14479185	-	-	-
2-1	-37816.83	-82136.25	-248168	20103108	-11177352	-	-	-
2-2	-37816.83	82136.25	-248181	-20103284	-11178121	-	-	-
3-1	-37816.83	-82136.25	-248168	20103108	-11177352	-	-	-
3-2	-37816.83	82136.25	-248181	-20103284	-11178121	-	-	-
4-1	-37816.83	0	-248493	-1086	-11137835	-	-	-

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo X (max = 45.04 [cm]) e lungo Y (max = 81.01 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	44.82	0	asse X	asse Y
2-1	45.04	81.01	asse X	asse Y
2-2	45.04	81	asse X	asse Y
3-1	45.04	81.01	asse X	asse Y
3-2	45.04	81	asse X	asse Y
4-1	44.82	0	asse X	asse Y

### 13.3.2. Capacità portante.

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	$\gamma_\phi$	$\gamma_\gamma$	$\varphi$ [°]	$\gamma'$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$N_\gamma$	$s_\gamma$	$d_\gamma$	$i_{b\gamma}$	$i_{l\gamma}$	$b_\gamma$	$g_\gamma$	$q'^{lim,\gamma}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
1-1	1.00	1.00	33.8	0.0018	39.73	1.25	1.00	0.65	1.00	1.00	1.00	31.1
2-1	1.00	1.00	33.8	0.0018	39.73	1.28	1.00	0.66	0.37	1.00	1.00	11.96
2-2	1.00	1.00	33.8	0.0018	39.73	1.28	1.00	0.66	0.37	1.00	1.00	11.96
3-1	1.25	1.00	28.1	0.00184	16.85	1.22	1.00	0.66	0.37	1.00	1.00	4.95
3-2	1.25	1.00	28.1	0.00184	16.85	1.22	1.00	0.66	0.37	1.00	1.00	4.95
4-1	1.25	1.00	28.1	0.00184	16.85	1.20	1.00	0.65	1.00	1.00	1.00	12.92
Caso	$\gamma_{c'}$	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_c$	$s_c$	$d_c$	$i_{bc}$	$i_{lc}$	$b_c$	$g_c$	$q'^{lim,c}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]		
1-1	1.00	0	41.38	1.51	1.16	0.76	1.00	1.00	1.00	0		
2-1	1.00	0	41.38	1.57	1.16	0.77	0.54	1.00	1.00	0		
2-2	1.00	0	41.38	1.57	1.16	0.77	0.54	1.00	1.00	0		
3-1	1.25	0	25.91	1.45	1.18	0.76	0.53	1.00	1.00	0		
3-2	1.25	0	25.91	1.45	1.18	0.76	0.53	1.00	1.00	0		
4-1	1.25	0	25.91	1.40	1.18	0.75	1.00	1.00	1.00	0		
Caso	$q'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_q$	$s_q$	$d_q$	$i_{bq}$	$i_{lq}$	$b_q$	$g_q$	$q'^{lim,q}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]			
1-1	1.13	28.69	1.25	1.15	0.77	1.00	1.00	1.00	35.98			
2-1	1.13	28.69	1.28	1.15	0.77	0.56	1.00	1.00	20.7			
2-2	1.13	28.69	1.28	1.15	0.77	0.56	1.00	1.00	20.7			
3-1	1.13	14.81	1.22	1.17	0.77	0.56	1.00	1.00	10.37			
3-2	1.13	14.81	1.22	1.17	0.77	0.56	1.00	1.00	10.37			
4-1	1.13	14.81	1.20	1.17	0.77	1.00	1.00	1.00	18.11			

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,\gamma}$	$q'_{lim}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	$R_d$ [daN]	$E_d$ [daN]	Verifica
1-1	1.00	67.08	1558715.74	104563458.4	323041.6	SI (104563458.4/323041.6 = 323.68 >= 1.0)

2-1	1.00	32.66	1386363.97	45282652.9	248168	SI (45282652.9/248168 = 182.47 >= 1.0)
2-2	1.00	32.66	1386369.52	45285707.1	248181	SI (45285707.1/248181 = 182.47 >= 1.0)
3-1	1.80	9.01	1386363.97	12494596.5	248168	SI (12494596.5/248168 = 50.35 >= 1.0)
3-2	1.80	9.01	1386369.52	12495381.1	248181	SI (12495381.1/248181 = 50.35 >= 1.0)
4-1	1.80	17.74	1558715.45	27645821.3	248493	SI (27645821.3/248493 = 111.25 >= 1.0)

## 14. CANALE DI ALIMENTAZIONE INVASO I – LATO GARBOGERA

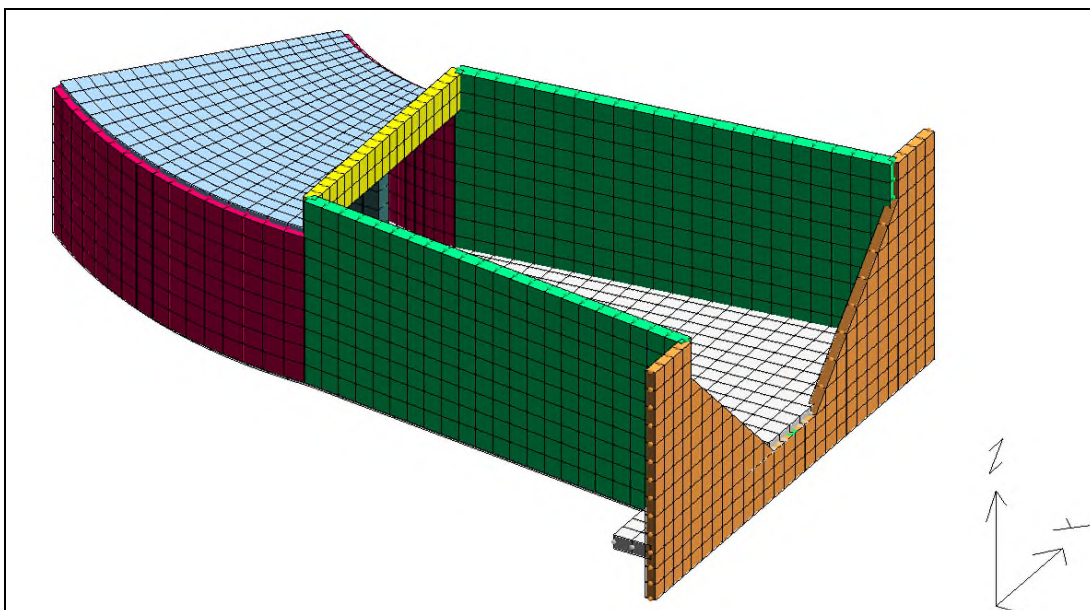
### 14.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

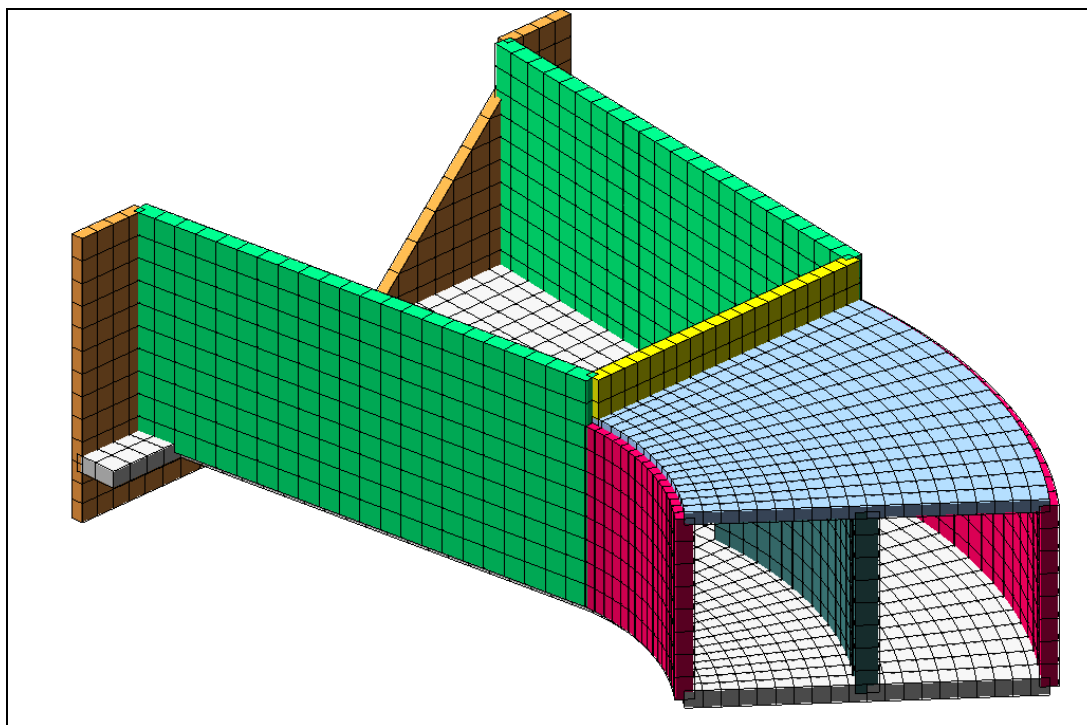
Il canale di alimentazione per l'invaso I è composto da una serie di elementi prefabbricati in corrispondenza dell'attraversamento sulla strada esistente. Sul lato Garbogera viene realizzato un imbocco interamente in c.a. gettato in opera composto da un primo tratto a tunnel e un secondo tratto a cielo aperto.

Le pareti hanno spessore 40 cm ad esclusione della parete di testa che ha spessore 30 cm.

La platea di fondazione ha spessore 40 cm.

Si rimanda agli elaborati grafici per ogni riscontro geometrico.





## 14.2. AZIONI SULLE STRUTTURE

### 14.2.1. Azioni Statiche

Di seguito si riportano i carichi considerati per il calcolo strutturale:

Peso proprio del calcestruzzo ordinario	25.00	kN/m <sup>3</sup>
Peso proprio acciaio	78.50	kN/m <sup>3</sup>
Carico permanente sopra la soletta del tunnel	13.50	kN/m <sup>2</sup>
Carico variabile sopra la soletta del tunnel	25.00	kN/m <sup>2</sup>
Carico vento e neve non sono stati considerati in quanto non dimensionanti		

### 14.2.2. Spinta terra in corrispondenza della trave di collegamento.

Spinte calcolate con coefficiente di spinta a riposo "k0" (utilizzato il K0 "puro"). La spinta è calcolata tramite il coefficiente di spinta a riposo k0 definito dall'utente, la sovraspinta sismica del terreno viene calcolata con la teoria delle spinte su muro rigido di Wood (1973).

- Attrito muro terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza muro terreno /  $c' = 0$
- Attrito terreno terreno /  $\phi' = 0.67$
- Aderenza terreno terreno /  $c' = 0$

Il calcolo della spinta terra è stato eseguito prendendo in considerazione la stratigrafia indicata nella relazione geologica-tecnica del progetto definitiva e in particolare si è utilizzato un'unica tipologia di terreno denominata Livello 1 AB.

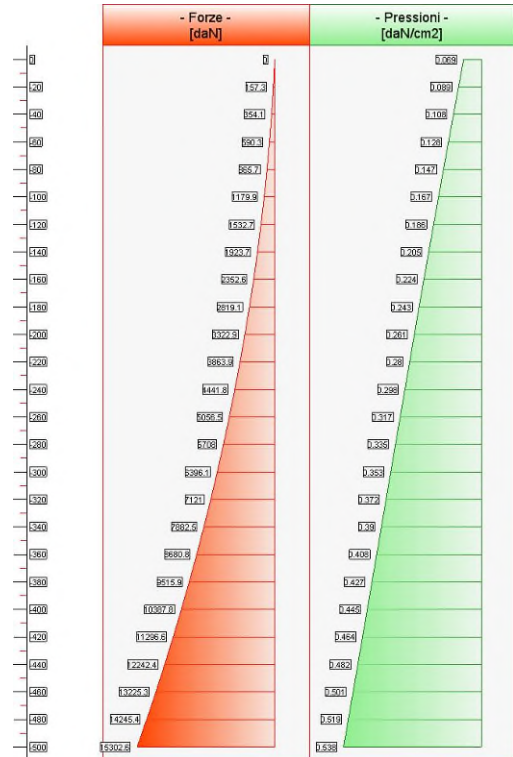
Si è considerato un carico variabile (di manutenzione) pari a 2500 daN/mq per una larghezza di 3 m

Ne risultano le seguenti pressioni sulle pareti perimetrali che sono state applicate fino alla quota 155.00 (quota di estradosso della fondazione).

Elevazione		
quota [cm]	Pressioni [daN/cm <sup>2</sup> ]	Forze [daN]
0	0.069	0
0	0.069	0
-20	0.089	157
-40	0.108	354
-60	0.128	590

-80	0.147	866
-100	0.167	1180
-120	0.186	1533
-140	0.205	1924
-160	0.224	2353
-180	0.243	2819
-200	0.261	3323
-220	0.28	3864

-240	0.298	4442
-260	0.317	5056
-280	0.335	5708
-300	0.353	6396
-320	0.372	7121
-340	0.39	7883
-360	0.408	8681
-380	0.427	9516
-400	0.445	10388
-420	0.464	11297
-440	0.482	12242
-460	0.501	13225
-480	0.519	14245
-500	0.538	15303



#### 14.2.3. Azione sismica

Essendo la struttura interamente interrata non è stata eseguita un'analisi sismica globale della struttura ma si è considerato un incremento della spinta terra dovuto al sisma

Di seguito i parametri utilizzati per la definizione di tale incremento

- località = Senago [45.58330000,9.11670000]
- vita nominale = 100 anni
- classe d'uso = IV
- SLU = SLV
- categoria di sottosuolo = cat C
- categoria topografica = categoria T1
- $ag = 0.618 \text{ m/s}^2$
- $Fo = 2.7759$
- $\beta = 1$
- >  $k_h = 0.095$
- >  $k_v = 0.0475$

L'incremento è stato valutato pari a  $0.050 \text{ daN/cm}^2$  ed è stato applicato sulle pareti perimetrali.

#### 14.3. CONDIZIONI DI CARICO

CONDIZIONI DI CARICO	num.
Nome	5
1 Peso proprio N. carichi: 2998 Lista carichi: 2807-5804	
2 permanente N. carichi: 320 Lista carichi: 1-320	
3 variabile N. carichi: 320 Lista carichi: 321-640	
4 spinta terra N. carichi: 1068 Lista carichi: 641-1708	



5                      sisma    N. carichi: 1098  
 Lista carichi: 1709-2806

RISULTANTI DEI CARICHI (punto di applicazione nell'origine degli assi):

cond.	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	0.000000E+00	0.000000E+00	-6.892619E+05	-3.492965E+08	-1.764198E+09	0.000000E+00
2	0.000000E+00	0.000000E+00	-7.384356E+04	-4.000096E+07	-1.794530E+08	0.000000E+00
3	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.367473E+05	-7.407586E+07	-3.323203E+08	0.000000E+00
4	8.356339E+04	6.797133E+04	0.000000E+00	-1.157569E+07	1.673177E+07	-2.079470E+08
5	7.261065E+04	-4.670190E+04	0.000000E+00	9.691675E+06	1.838347E+07	2.355713E+08

#### 14.4. CASI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU SENZA SISMA	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.300	+		
2	SISMAX SLU	nessuna	somma	5	1.000	±		
4	SLU con SISMAX	S.L.U.	somma	1	1.000	+	2	1.000
				2	1.000	+		
				4	1.000	+		
6	SLUGeo	SLU_GEO	somma	1	1.000	+		
				2	1.300	+		
				3	1.300	+		
				4	1.000	+		
7	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
8	Frequente	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				4	1.000	+		
9	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				4	1.000	+		

Segue il riassunto dei Casi di calcolo analizzati. I dettagli di ciascun Caso (sollecitazioni, verifiche, ecc.) sono specificati nei paragrafi successivi.

Indici e nomi dei casi di carico		
Caso	Nome	Sestetti
1	SLU SENZA SISMA (SLU Appr.1 Comb.1)	1-1
2	SLU con SISMAX (SLU Appr.1 Comb.1)	Da 2-1 2-2
3	SLU con SISMAX (SLU Appr.1 Comb.2)	da 3-1 a 3-2
4	SLUGeo (SLU Appr.1 Comb.2)	4-1

La seguente tabella elenca i coefficienti di sicurezza parziali, applicati alle caratteristiche meccaniche del terreno, alla capacità portante, alla resistenza a scorrimento e del terreno, per ciascun Caso di calcolo.

Caso	$\gamma_{G1,fav}$	$\gamma_{G1,sfa}$	$\gamma_{G2,fav}$	$\gamma_{G2,sfa}$	$\gamma_{Q1,fav}$	$\gamma_{Q1,sfa}$	$\gamma_{\gamma}$	$\gamma_{\phi}$	$\gamma_{c'}$	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	$\gamma_{R,eq}$	$\gamma_{R,upl}$
1	1.00	1.30	0.00	1.50	0.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10	1.00	-	-
4	1.00	1.00	0.00	1.30	0.00	1.30	1.00	1.25	1.25	1.80	1.10	1.00	-	-

#### 14.1. DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO.

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno.

Per le verifiche in condizioni drenate, si utilizzano i coefficienti di capacità portante  $N_q$  (Prandtl, 1921),  $N_c$  (Reissner, 1924),  $N_{\gamma}$  (Vesic, 1973), i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione ( $s$ , Meyerhof,

1951 e 1963), all'approfondimento (d, Brinch Hansen, 1970), all'inclinazione del carico (i, Vesic, 1973), all'inclinazione del piano di posa (b, Vesic, 1973), all'inclinazione del piano campagna (g, Vesic, 1973).

Nel caso di terreno eterogeneo (litologie differenti, presenza di falda), i parametri meccanici utilizzati nel calcolo sono ottenuti come media ponderata dei valori rinvenuti all'interno del cuneo di rottura.

La resistenza a scorrimento, viene ottenuta sommando i contributi del carico normale al piano di posa moltiplicato per il coefficiente d'attrito, e dell'area del piano di posa (eventualmente ridotta per carico verticale eccentrico) per l'adesione fondazione-terreno. In condizioni drenate, l'attrito fondazione terreno è assunto pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno moltiplicato per il coefficiente 0.75, l'adesione fondazione terreno è trascurata (assunta pari a 0). Si considera il contributo della pressione del terreno a lato della fondazione. La resistenza laterale del terreno è assunta pari alla resistenza passiva disponibile moltiplicata per 0.50.

## 14.2. DESCRIZIONE DELLA FONDAZIONE

### 14.3. DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno.

Per le verifiche in condizioni drenate, si utilizzano i coefficienti di capacità portante  $N_q$  (Prandtl, 1921),  $N_c$  (Reissner, 1924),  $N_\gamma$  (Vesic, 1973), i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione (s, Meyerhof, 1951 e 1963), all'approfondimento (d, Brinch Hansen, 1970), all'inclinazione del carico (i, Vesic, 1973), all'inclinazione del piano di posa (b, Vesic, 1973), all'inclinazione del piano campagna (g, Vesic, 1973).

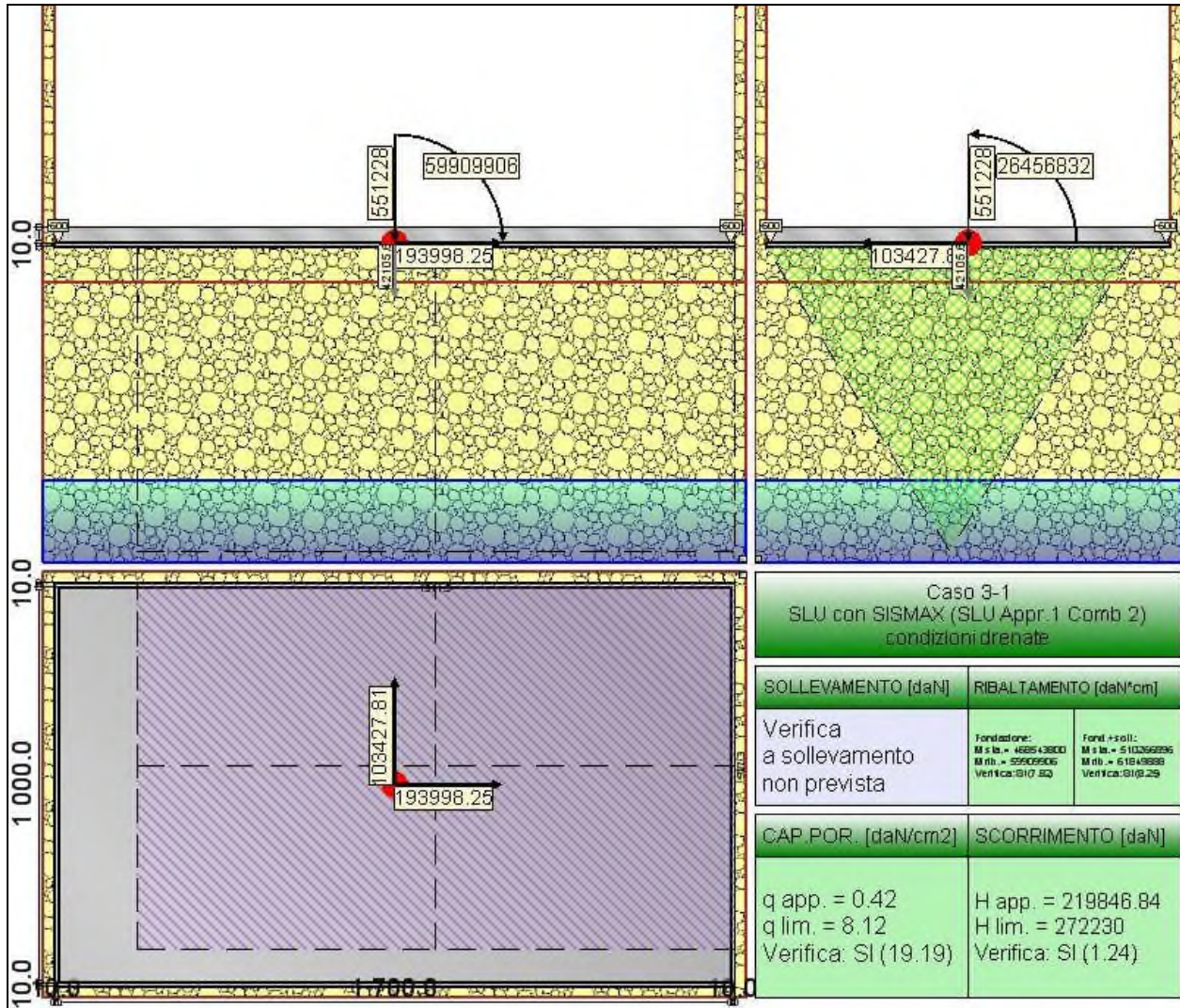
Nel caso di terreno eterogeneo (litologie differenti, presenza di falda), i parametri meccanici utilizzati nel calcolo sono ottenuti come media ponderata dei valori rinvenuti all'interno del cuneo di rottura.

La resistenza a scorrimento, viene ottenuta sommando i contributi del carico normale al piano di posa moltiplicato per il coefficiente d'attrito, e dell'area del piano di posa (eventualmente ridotta per carico verticale eccentrico) per l'adesione fondazione-terreno. In condizioni drenate, l'attrito fondazione terreno è assunto pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno moltiplicato per il coefficiente 0.75, l'adesione fondazione terreno è trascurata (assunta pari a 0). Si considera il contributo della pressione del terreno a lato della fondazione. La resistenza laterale del terreno è assunta pari alla resistenza passiva disponibile moltiplicata per 0.50.

### 14.4. DESCRIZIONE DEL TERRENO

La stratigrafia è eterogenea, presenta 2 strati							
n.	nome	$z_i$ [cm]	$z_f$ [cm]	$\gamma_d$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$\gamma_t$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\phi'$ [°]
1	livello 1AB	0	-700	0.00185	0.002	0	28
2	Sabbia	-700	-3500	0.00195	0.00215	0	35
La stratigrafia contiene una falda							
n.	$z_i$ [cm]		$z_f$ [cm]	$\gamma_w$ [daN/cm <sup>3</sup> ]			
1	-1200		-3500	0.00098			

## 14.5. VERIFICA PLATEA



La fondazione ha piano di posa rettangolare, con lato X di 1720 [cm], lato Y di 1020 [cm], e centro alla quota  $z = -610$  [cm]. Il piano di posa è orizzontale.

### 14.5.1. Sollecitazioni al piano di posa

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata e la distanza del punto di applicazione dal centro del piano di posa della fondazione.

Rispetto al sistema di rif. globale:								
Caso	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	157803.88	88391.49	-991508.28	-34305733	-55518404	0	0	10
2-1	193998.25	103427.81	-593333.6	-26456832	59909906	0	0	10
2-2	48776.95	32559.11	-594007.6	-11903896	23331825	0	0	10
3-1	193998.25	103427.81	-593333.6	-26456832	59909906	0	0	10
3-2	48776.95	32559.11	-594007.6	-11903896	23331825	0	0	10
4-1	121387.6	67993.46	-793556.6	-27672589	-57967979	0	0	10
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):								
Caso	Hx [daN]	Hy [daN]	Vz [daN]	Mx [daN*cm]	My [daN*cm]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]
1-1	157803.88	88391.49	-991508.28	-35189648	-53940365	-	-	-
2-1	193998.25	103427.81	-593333.6	-27491110	61849888	-	-	-
2-2	48776.95	32559.11	-594007.6	-12229487	23819594	-	-	-
3-1	193998.25	103427.81	-593333.6	-27491110	61849888	-	-	-
3-2	48776.95	32559.11	-594007.6	-12229487	23819594	-	-	-

4-1	121387.6	67993.46	-793556.6	-28352524	-56754103	-	-	-
-----	----------	----------	-----------	-----------	-----------	---	---	---

Le sollecitazioni applicate provocano un' eccentricità lungo X (max = 104.24 [cm]) e lungo Y (max = 46.33 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	54.4	35.49	asse Y	asse X
2-1	104.24	46.33	asse Y	asse X
2-2	40.1	20.59	asse Y	asse X
3-1	104.24	46.33	asse Y	asse X
3-2	40.1	20.59	asse Y	asse X
4-1	71.52	35.73	asse Y	asse X

#### 14.5.2. Capacità portante

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	$\gamma_\phi$	$\gamma_\gamma$	$\varphi$ [°]	$\gamma'$ [daN/cm <sup>3</sup> ]	$N_\gamma$	$S_\gamma$	$d_\gamma$	$i_{b\gamma}$	$i_{l\gamma}$	$b_\gamma$	$g_\gamma$	$q'_{lim,\gamma}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
1-1	1.00	1.00	33.6	0.00184	38.89	1.21	1.00	0.78	0.66	1.00	1.00	21.27
2-1	1.00	1.00	33.6	0.00185	38.70	1.21	1.00	0.61	0.39	1.00	1.00	9.51
2-2	1.00	1.00	33.7	0.00183	39.13	1.21	1.00	0.86	0.82	1.00	1.00	29.85
3-1	1.25	1.00	27.9	0.00189	16.45	1.17	1.00	0.61	0.39	1.00	1.00	3.97
3-2	1.25	1.00	28	0.00187	16.61	1.17	1.00	0.86	0.82	1.00	1.00	12.47
4-1	1.25	1.00	27.9	0.00188	16.52	1.17	1.00	0.79	0.67	1.00	1.00	9.15
Caso	$\gamma_{c'}$	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_c$	$S_c$	$d_c$	$i_{bc}$	$i_{lc}$	$b_c$	$g_c$	$q'_{lim,c}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]		
1-1	1.00	0	40.88	1.41	1.18	0.85	0.78	1.00	1.00	0		
2-1	1.00	0	40.77	1.43	1.18	0.72	0.56	1.00	1.00	0		
2-2	1.00	0	41.02	1.42	1.17	0.91	0.88	1.00	1.00	0		
3-1	1.25	0	25.59	1.34	1.21	0.71	0.55	1.00	1.00	0		
3-2	1.25	0	25.72	1.33	1.20	0.91	0.88	1.00	1.00	0		
4-1	1.25	0	25.64	1.33	1.21	0.85	0.78	1.00	1.00	0		
Caso	$q'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$N_q$	$S_q$	$d_q$	$i_{bq}$	$i_{lq}$	$b_q$	$g_q$	$q'_{lim,q}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]			
1-1	1.13	28.21	1.21	1.17	0.86	0.79	1.00	1.00	30.41			
2-1	1.13	28.11	1.21	1.17	0.73	0.58	1.00	1.00	19.19			
2-2	1.13	28.35	1.21	1.16	0.91	0.89	1.00	1.00	36.52			
3-1	1.13	14.54	1.17	1.20	0.73	0.58	1.00	1.00	9.75			
3-2	1.13	14.65	1.17	1.19	0.91	0.89	1.00	1.00	18.54			
4-1	1.13	14.59	1.17	1.19	0.86	0.80	1.00	1.00	15.75			

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	$\gamma_{R,\gamma}$	$q'_{lim}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	A [cm <sup>2</sup> ]	$R_d$ [daN]	$E_d$ [daN]	Verifica
1-1	1.00	51.68	1529053.28	79019204.6	991508.3	SI (79019204.6/991508.3 = 79.70 >= 1.0)
2-1	1.00	28.7	1401680.47	40230582.1	593333.6	SI (40230582.1/593333.6 = 67.80 >= 1.0)
2-2	1.00	66.37	1605075.63	106534922	594007.6	SI (106534922/594007.6 = 179.35 >= 1.0)
3-1	1.80	8.12	1401680.47	11384587.7	593333.6	SI (11384587.7/593333.6 = 19.19 >= 1.0)
3-2	1.80	17.73	1605075.63	28454063.5	594007.6	SI (28454063.5/594007.6 = 47.90 >= 1.0)
4-1	1.80	14.34	1495817.17	21443210.2	793556.6	SI (21443210.2/793556.6 = 27.02 >= 1.0)