AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

SOCIETÀ DI PROGETTO: APM TERMINALS VADO LIGURE S.p.A.

MAERSK

CLF GRANDI LAVORI FINCOSIT

PROGETTAZIONE:

TECHNITAL S.p.A.

IL RESPONSABILE:

Dott. Ing. Guido Fiorini

PERIZIA DI VARIANTE

ELABORATO N° :

TITOLO ELABORATO

STRUTTURE

FONDAZIONI CARBONODOTTO E MURI DI SOSTEGNO

RELAZIONE DI CALCOLO

MI0102-PV-S-C-R-020-00

DATA	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
Dicembre 2015	G. Marcolini	A. Marani	G. Fiorini

REVISIONE N°	DATA	DESCRIZIONE
00	Dicembre 2015	EMISSIONE PER APPROVAZIONE

NOME FILE

MI0102-PV-S-C-R-020-00.docx

A TERMINE DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETA' DI QUESTO ELABORATO CON DIVIETO DI RIPRODURLO RENDENDOLO NOTO A TERZI ANCHE PARZIALMENTE SENZA NOSTRA AUTORIZZAZIONE

AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

PERIZIA DI VARIANTE

STRUTTURE
FONDAZIONI CARBONODOTTO E MURI DI SOSTEGNO
RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1. PREMESSA 13
2. DESCRIZIONE DEL NASTRO E DELLE OPERE DI FONDAZIONE 15
2.1. Il nastro trasportatore 15
2.2. Le fondazioni 18
3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO 27
4. CRITERI GENERALI DI VERIFICA 28
4.1. Azioni sulle strutture e periodi di ritorno 29
4.2. Combinazioni allo stato limite ultimo 30
4.3. Combinazioni allo stato limite di esercizio 33
4.4. Coefficienti di sicurezza parziali per i materiali 34
4.5. Coefficienti di sicurezza parziali per le verifiche agli SLU di fondazioni e muri di sostegno 35
5. MATERIALI 36
5.1. Prescrizioni per la durabilità dei calcestruzzi 36
5.2. Calcestruzzo 38
5.3. Acciaio per calcestruzzo armato 39
5.4. Acciaio per micropali 39
6. STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E CARATTERIZZAZIONE GEO-TECNICA 41
7. ANALISI CARICHI 46
7.1. Vita utile di progetto 46
7.2. Carichi permanenti 46
7.3. Carichi variabili opere di sostegno 46
7.4. Carichi permanenti, variabili ed eccezionali del nastro trasportatore 47
7.5. Azione termica 52
7.6. Vento 52
7.7. Azione sismica (E) 53
7.7.1. Azioni sismiche per opere di sostegno 63
8. FATTORI DI CARICO 65
8.1. Stato limite ultimo: Approccio 1 comb. 1 e Approccio 2 65
8.2. Stato limite ultimo: Approccio 1 comb. 2 66
8.3. Stato limite ultimo: EQU 67
8.4. Stati limite di esercizio 68
9. ANALISI E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI DELLE OPERE DI FONDAZIONE E DI SOSTEGNO 69
9.1. Fondazioni 3.05, 3.06 e 3.07 70

9.1.1. Descrizione del modello 71
9.1.2. Risultati dell'analisi 73
9.1.3. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi STR 81
9.1.4. Verifica di capacità portante (carico limite dei micropali) GEO 95
9.2. Fondazione 3.08 99
9.2.1. Descrizione del modello 99
9.2.2. Risultati dell'analisi 101
9.2.3. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi STR 109
9.2.4. Verifica di capacità portante (carico limite dei micropali) GEO 116
9.3. Fondazioni da 2.01B a 2.14B e da 2.03A a 2.09A 120
9.3.1. Verifica di resistenza STR 120
9.3.2. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1 123
9.3.3. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 2 126
9.3.4. Verifica a ribaltamento EQU 127
9.4. Fondazione 2.01A 128
9.4.1. Verifica di resistenza STR 128
9.4.2. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1 130
9.4.3. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 2 133
9.4.4. Verifica a ribaltamento EQU 133
9.5. Fondazioni da 2.10A a 2.14A e da 3.01A a 3.03A 134
9.6. Fondazioni 3.01B e 3.02B 135
9.6.1. Verifica di resistenza STR 135
9.6.2. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1 138
9.6.3. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 2 141
9.6.4. Verifica a ribaltamento EQU 142
9.7. Fondazioni 3.03B e 3.04B 142
9.7.1. Verifica di resistenza STR 142
9.7.2. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1 146
9.7.3. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 2 149
9.7.4. Verifica a ribaltamento EQU 150
9.8. Fondazione torre T3 151
9.8.1. Descrizione del modello 151
9.8.2. Risultati dell'analisi 152
9.8.3. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi STR 159
9.8.4. Verifica di capacità portante (carico limite del sistema terreno-fondazione) GEO 162

9.8.5. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 166
9.8.6. Verifica a ribaltamento EQU 167
9.9. Fondazioni 2.02A 168
9.9.1. Verifica di resistenza STR 168
9.9.2. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1 171
9.9.3. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 2 174
9.9.4. Verifica a ribaltamento EQU 174
9.10. Fondazioni da 1.01 a 1.06 e da 1.08 a 1.12 175
9.10.1. Verifica di resistenza STR 175
9.10.2. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1 179
9.10.3. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 2 181
9.10.4. Verifica a ribaltamento EQU 181
9.11. Fondazione 1.07 182
9.11.1. Verifica di resistenza STR 182
9.11.2. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1 188
9.11.3. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 2 191
9.11.4. Verifica a ribaltamento EQU 191
9.12. Fondazione torre T2 192
9.12.1. Descrizione del modello 192
9.12.2. Risultati dell'analisi 194
9.12.3. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi STR 200
9.12.4. Verifica di capacità portante (carico limite del sistema terreno-fondazione) GEO 203
9.12.5. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 207
9.12.6. Verifica a ribaltamento EQU 208
9.13. Fondazione torre T1 209
9.13.1. Verifica di resistenza STR 209
9.13.2. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1 212
9.13.3. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 2 213
9.13.4. Verifica a ribaltamento EQU 213
9.14. Muro di sostegno H=3.45 m 215
9.14.1. Verifica di resistenza STR 215
9.14.2. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 220
9.14.3. Verifica a ribaltamento EQU 221
9.14.4. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 223
9.15. Muro di sostegno lato cassa di colmata 224
9.15.1. Risultati dell'analisi 226

9.15.2. Verifiche agli stati limite ultimi 230
10. ANALISI E VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO DELLE OPERE DI FONDAZIONE E DI SOSTEGNO 231
10.1. Fondazioni 3.05, 3.06 e 3.07 231
10.1.1. Verifiche di deformabilità 231
10.1.2. Verifiche tensionali e di fessurazione 234
10.1.3. Valutazione dei cedimenti 243
10.2. Fondazione 3.08 244
10.2.1. Verifiche di deformabilità 244
10.2.2. Verifiche tensionali e di fessurazione 247
10.2.3. Valutazione dei cedimenti 251
10.3. Fondazioni da 2.01B a 2.14B e da 2.03A a 2.09A 252
10.3.1. Verifiche tensionali e di fessurazione 252
10.3.2. Valutazione dei cedimenti 254
10.4. Fondazioni 3.01B e 3.02B 255
10.4.1. Verifiche tensionali e di fessurazione 255
10.4.2. Valutazione dei cedimenti 257
10.5. Fondazioni 3.03B e 3.04B 258
10.5.1. Verifiche tensionali e di fessurazione 258
10.5.2. Valutazione dei cedimenti 260
10.6. Fondazione torre T3 261
10.6.1. Fondazione 261
10.6.2. Valutazione dei cedimenti 263
10.7. Fondazioni 2.02A 264
10.7.1. Verifiche tensionali e di fessurazione 264
10.7.2. Valutazione dei cedimenti 267
10.8. Fondazioni da 1.01 a 1.06 e da 1.08 a 1.12 267
10.8.1. Verifiche tensionali e di fessurazione 267
10.8.2. Valutazione dei cedimenti 270
10.9. Fondazione 1.07 270
10.9.1. Verifiche tensionali e di fessurazione 270
10.9.2. Valutazione dei cedimenti 273
10.10. Fondazione torre T2 273
10.10.1. Fondazione 273
10.10.2. Valutazione dei cedimenti 276
10.11. Fondazione torre T1 276
10.11.1. Verifiche tensionali e di fessurazione 276
10.11.2. Valutazione dei cedimenti 278
10.12. Muro di sostegno H=3.45 m 279
10.12.1. Parete verticale 279
10.12.2. Fondazione 280
10.13. Muro di sostegno lato cassa di colmata 282

10.13.1. Verifiche di deformabilità 282

ELENCO FIGURE

Fig. 1.1 - Planimetria generale con ubicazione delle opere in oggetto 13
Fig. 2.1 - Planimetria del nastro trasportatore e dei sostegni – Parte 1 16
Fig. 2.2 - Planimetria del nastro trasportatore e dei sostegni – Parte 2 17
Fig. 2.3 - Sezioni tipo del nastro trasportatore e dei sostegni a pila singola (sinistra) e a portale (destra) 18
Fig. 2.4 - Prospetto parziale del nastro trasportatore e dei sostegni 18
Fig. 2.5 - Sezioni tipo fondazioni da 3.05 a 3.08 19
Fig. 2.6 - Planimetria fondazioni da 2.01A e 2.02A 20
Fig. 2.7 - Planimetria e sezione fondazioni da 2.01B a 2.14B e da 2.03A e 2.09A 20
Fig. 2.8 - Planimetria e sezione fondazioni 3.01B e 3.02B 21
Fig. 2.9 - Planimetria e sezione fondazioni 3.03B e 3.04B 21
Fig. 2.10 - Planimetria e sezione fondazioni da 1.01 a 1.12 22
Fig. 2.11 - Planimetria e sezione fondazione torre T3 23
Fig. 2.12 - Planimetria e sezione fondazione torre T2 24
Fig. 2.13 - Planimetria e sezione fondazione torre T1 25
Fig. 2.14 - Sezioni tipo muro interno e muro lato cassa di colmata 26
Fig. 6.1 - Sezione stratigrafica L1-L1 42
Fig. 6.2 - Sezione stratigrafica L2-L2 42
Fig. 6.3 - Sezione stratigrafica T10-T10 43
Fig. 7.1 - Planimetria nastro N1 47
Fig. 7.2 - Planimetria nastro N2 49
Fig. 7.3 - Planimetria nastro N3 50
Fig. 7.4 - Planimetrie di dettaglio delle torri 51
Fig. 7.5 - Localizzazione del punto rappresentativo del sito di impianto rispetto ai punti di griglia rappresentativi adiacenti. 58
Fig. 7.6 - Spettri di risposta elastici in accelerazione della componente orizzontale 61
Fig. 7.7 - Spettri di risposta elastici in accelerazione della componente verticale 61
Fig. 7.8 - Spettri di risposta di progetto in accelerazione della componente orizzontale 62
Fig. 7.9 - Spettri di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale 63
Fig. 9.1 - Modello 3D delle fondazioni 3.05-3.06-3.07 73
Fig. 9.2 - Combinazione INV SLU: Momenti M11 74
Fig. 9.3 - Combinazione INV SLU: Momenti M22 74
Fig. 9.4 - Combinazione INV SLU: Tagli V13 75
Fig. 9.5 - Combinazione INV SLU: Tagli V23 75

Fig. 9.6 - Combinazione INV SLV: Momenti M11 76
Fig. 9.7 - Combinazione INV SLV: Momenti M22 76
Fig. 9.8 - Combinazione INV SLV: Tagli V13 77
Fig. 9.9 - Combinazione INV SLV: Tagli V23 77
Fig. 9.10 - Combinazione INV ECC: Momenti M11 78
Fig. 9.11 - Combinazione INV ECC: Momenti M22 78
Fig. 9.12 - Combinazione INV ECC: Tagli V13 79
Fig. 9.13 - Combinazione INV ECC: Tagli V23 79
Fig. 9.14 - Modello 3D delle fondazioni 3.08 101
Fig. 9.15 - Combinazione INV SLU: Momenti M11 102
Fig. 9.16 - Combinazione INV SLU: Momenti M22 102
Fig. 9.17 - Combinazione INV SLU: Tagli V13 103
Fig. 9.18 - Combinazione INV SLU: Tagli V23 103
Fig. 9.19 - Combinazione INV SLV: Momenti M11 104
Fig. 9.20 - Combinazione INV SLV: Momenti M22 104
Fig. 9.21 - Combinazione INV SLV: Tagli V13 105
Fig. 9.22 - Combinazione INV SLV: Tagli V23 105
Fig. 9.23 - Combinazione INV ECC: Momenti M11 106
Fig. 9.24 - Combinazione INV ECC: Momenti M22 106
Fig. 9.25 - Combinazione INV ECC: Tagli V13 107
Fig. 9.26 - Combinazione INV ECC: Tagli V23 107
Fig. 9.27 - Modello 3D della fondazione T3 152
Fig. 9.28 - Combinazione INV SLU: Momenti M11 153
Fig. 9.29 - Combinazione INV SLU: Momenti M22 153
Fig. 9.30 - Combinazione INV SLU: Tagli V13 154
Fig. 9.31 - Combinazione INV SLU: Tagli V23 154
Fig. 9.32 - Combinazione INV SLV: Momenti M11 155
Fig. 9.33 - Combinazione INV SLV: Momenti M22 155
Fig. 9.34 - Combinazione INV SLV: Tagli V13 156
Fig. 9.35 - Combinazione INV SLV: Tagli V23 156
Fig. 9.36 - Combinazione INV ECC: Momenti M11 157
Fig. 9.37 - Combinazione INV ECC: Momenti M22 157
Fig. 9.38 - Combinazione INV ECC: Tagli V13 158
Fig. 9.39 - Combinazione INV ECC: Tagli V23 158
Fig. 9.40 - Modello 3D della fondazione T2 193
Fig. 9.41 - Combinazione INV SLU: Momenti M11 194
Fig. 9.42 - Combinazione INV SLU: Momenti M22 194

Fig. 9.43 - Combinazione INV SLU: Tagli V13 195
Fig. 9.44 - Combinazione INV SLU: Tagli V23 195
Fig. 9.45 - Combinazione INV SLV: Momenti M11 196
Fig. 9.46 - Combinazione INV SLV: Momenti M22 196
Fig. 9.47 - Combinazione INV SLV: Tagli V13 197
Fig. 9.48 - Combinazione INV SLV: Tagli V23 197
Fig. 9.49 - Combinazione INV ECC: Momenti M11 198
Fig. 9.50 - Combinazione INV ECC: Momenti M22 198
Fig. 9.51 - Combinazione INV ECC: Tagli V13 199
Fig. 9.52 - Combinazione INV ECC: Tagli V23 199
Fig. 9.53 - Sezione tipo del muro di sostegno limite piattaforma-cassa di colmata 224
Fig. 9.54 - Cassa di colmata ultimata – Momento flettente 226
Fig. 9.55 - Cassa di colmata ultimata – Taglio 226
Fig. 9.56 - Accidentale piattaforma – Momento flettente 227
Fig. 9.57 - Accidentale piattaforma – Taglio 227
Fig. 9.58 - Accidentale vento – Momento flettente 228
Fig. 9.59 - Accidentale vento – Taglio 228
Fig. 9.60 - Combinazione sismica – Momento flettente 229
Fig. 9.61 - Combinazione sismica – Taglio 229
Fig. 10.1 - Stato limite di esercizio combinazione quasi permanente - Deformazione massima in sommità colonna 232
Fig. 10.2 - Stato limite di operatività - Deformazione massima in sommità colonna 232
Fig. 10.3 - Stato limite di vita - Deformazione massima in sommità colonna 233
Fig. 10.4 - Stato limite di esercizio combinazione quasi permanente - Deformazione massima in sommità colonna 3.08 245
Fig. 10.5 - Stato limite di operatività - Deformazione massima in sommità colonna 3.08 245
Fig. 10.6 - Stato limite di vita - Deformazione massima in sommità colonna 3.08 246

ELENCO TABELLE

Tab. 4.1 - Tabella dei coefficienti parziali per le azioni 32
Tab. 4.2 - Tabella dei coefficienti parziali per i parametri geotecnici 32
Tab. 4.3 - Tabella dei coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali 35
Tab. 4.4 - Tabella dei coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni profonde 35
Tab. 4.5 - Tabella dei coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno 35
Tab. 5.1 - Classi di esposizione ambientale 36
Tab. 5.2 - Classi di esposizione ambientale 37
Tab. 6.1 - Stratigrafia media di progetto 41
Tab. 6.2 - Caratterizzazione geotecnica terreni di fondazione 44
Tab. 6.3 - Caratterizzazione geotecnica materiali da costruzione 45
Tab. 7.1 - Carichi nastro N1 da 1.01 a 1.07 48
Tab. 7.2 - Carichi nastro N1 da 1.07 a 1.12 48
Tab. 7.3 - Carichi nastro N2 da 2.01 a 2.04 49
Tab. 7.4 - Carichi nastro N2 da 2.05 a 2.10 49
Tab. 7.5 - Carichi nastro N2 da 2.11 a 2.14 50
Tab. 7.6 - Carichi nastro N3 da 3.01 a 3.04 50
Tab. 7.7 - Carichi nastro N3 da 3.05 a 3.08 51
Tab. 7.8 - Carichi torre T1 51
Tab. 7.9 - Carichi torre T2_a 51
Tab. 7.10 - Carichi torre T2_b 52
Tab. 7.11 - Carichi torre T3 52
Tab. 7.12 - Valori del coefficiente d'uso C_U (Tabella 2.4.II delle NTC) 56
Tab. 7.13 - Valori di riferimento per lo spettro medio linearizzato di progetto per valori di smorzamento $\xi = 5\%$ 59
Tab. 7.14 - Valori di riferimento per lo spettro medio linearizzato di progetto per valori di smorzamento $\xi = 5\%$ - Tr = 60 anni e 949 anni 60
Tab. 9.1 - Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali (tab. 6.4.I delle NTC) 70
Tab. 9.2 - Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni profonde (tab. 6.4.II delle NTC) 70
Tab. 9.3 - Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (tab. 6.4.IV delle NTC) 70

Tab. 9.4 - Tabella delle sollecitazioni massime nella colonna 80
Tab. 9.5 - Tabella delle sollecitazioni massime nei micropali 81
Tab. 9.6 - Tabella delle sollecitazioni massime nella colonna 108
Tab. 9.7 - Tabella delle sollecitazioni massime nei micropali 109
Tab. 9.8 - Tabella delle massime sollecitazioni di momento e taglio nella fondazione 159
Tab. 9.9 - Tabella delle pressioni massime sotto la fondazione 159
Tab. 9.10 - Tabella delle sollecitazioni massime di taglio in fondazione 159
Tab. 9.11 - Tabella delle massime sollecitazioni di momento e taglio nella fondazione 200
Tab. 9.12 - Tabella delle pressioni massime sotto la fondazione 200
Tab. 9.13 - Tabella dei tagli massimi alla base della fondazione 200
Tab. 9.14 - Parametri di calcolo opera di sostegno 225
Tab. 9.15 - Sollecitazioni di calcolo sull'opera di sostegno 230
Tab. 10.1 - Fondazione 3.05, 3.06, 3.07 – Spostamenti massimi in sommità colonna 233
Tab. 10.2 - Fondazione 3.08 – Spostamenti massimi in sommità colonna 246
Tab. 10.3 - Muro lato cassa di colmata – cedimenti orizzontali per combinazione di carico 282
Tab. 10.4 - Muro lato cassa di colmata – cedimenti orizzontali combinazione rara 282
Tab. 10.5 - Muro lato cassa di colmata – cedimenti orizzontali combinazione frequente 282
Tab. 10.6 - Muro lato cassa di colmata – cedimenti orizzontali combinazione quasi permanente 282

1. PREMESSA

Scopo di questa relazione è la presentazione delle verifiche di resistenza e stabilità effettuate per le fondazioni del nastro trasportatore del carbone, che sono ubicate parallelamente alla strada di accesso alla banchina rinfuse all'interno della nuova piattaforma multifunzionale di Vado Ligure (si veda la Fig. 1.1).

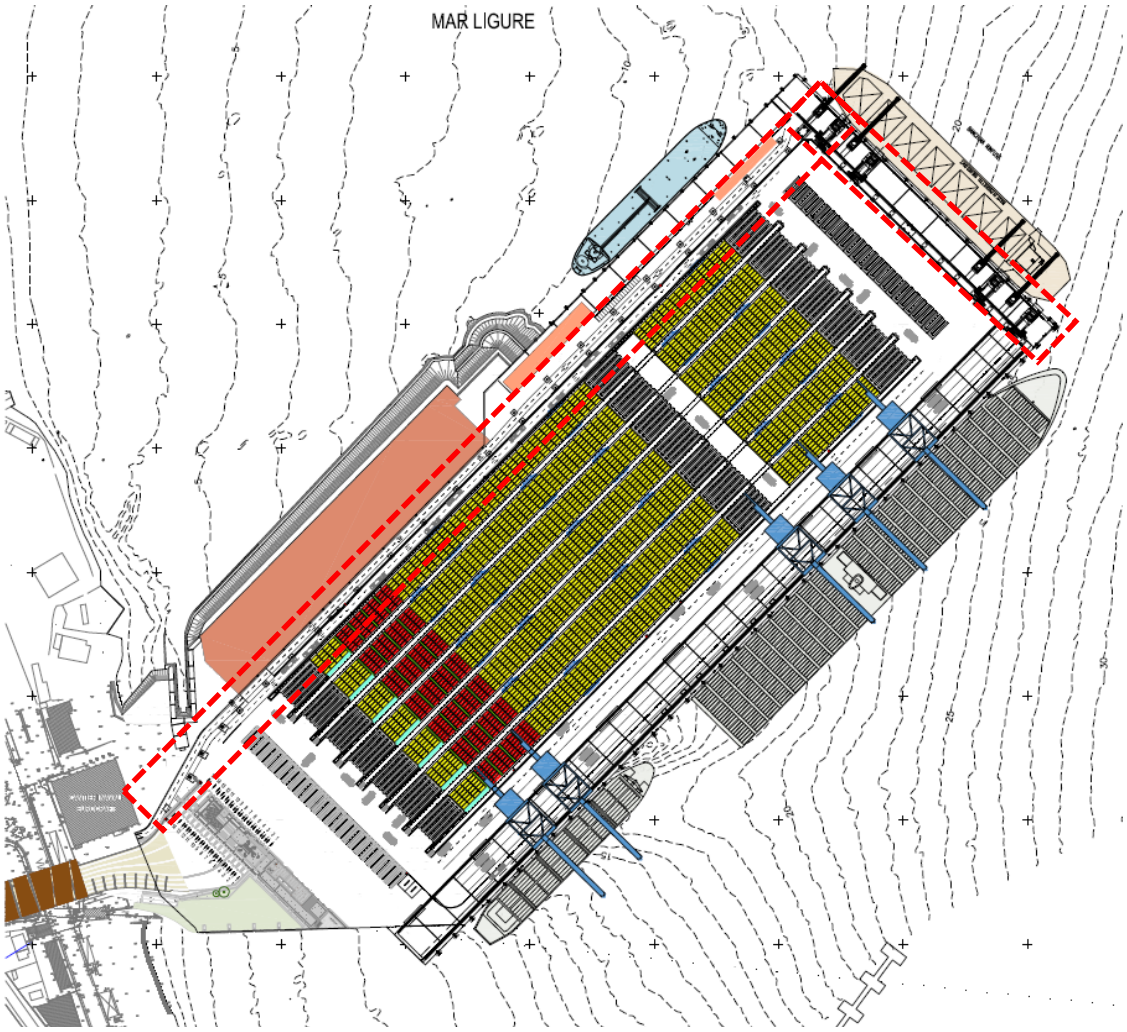


Fig. 1.1 - Planimetria generale con ubicazione delle opere in oggetto

Nella presente relazione vengono illustrati:

- le caratteristiche del carbonodotto e le diverse tipologie di fondazione (capitolo 2);
- i criteri generali di verifica (capitolo 4);
- la stratigrafia di riferimento e la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione (capitolo 6);
- i dati di base e le azioni di progetto (capitolo 7);
- le verifiche di resistenza e stabilità agli stati limite ultimi delle opere (capitolo 9);
- le verifiche agli stati limite di esercizio e l'analisi dei cedimenti delle opere (capitolo 10).

2. DESCRIZIONE DEL NASTRO E DELLE OPERE DI FONDAZIONE

2.1. Il nastro trasportatore

Il nastro trasportatore serve per portare il materiale carbonifero dalla banchina di accosto rinfuse alla centrale termoelettrica. Il tratto di nuova realizzazione consiste nella parte terminale di un carbonodotto esistente già presente in radice.
La struttura del carbonodotto è in acciaio ed è costituita da travature reticolari sorrette da portali a cavalletto posti ad interasse di circa 18 m, in banchina, e 38 m lungo la strada di accesso. Il carbonodotto è diviso in tre parti:

- Nastro N1 dalla torre T1 alla torre T2: parallelo alla banchina rinfuse posizionata in testa alla piattaforma;
- Nastro N2 dalla torre T2 alla torre T3: parallelo alla strada di accesso alla banchina e ubicato in parte nella zona di impalcato ed in parte su quella in rilevato della piattaforma;
- Nastro N3 dalla torre T3 alla torre T4: parallelo alla strada di accesso alla banchina e ubicato totalmente sulla zona in rilevato fino in radice.

Di seguito si riportano una planimetria del nastro generale ed alcuni prospetti e sezioni.

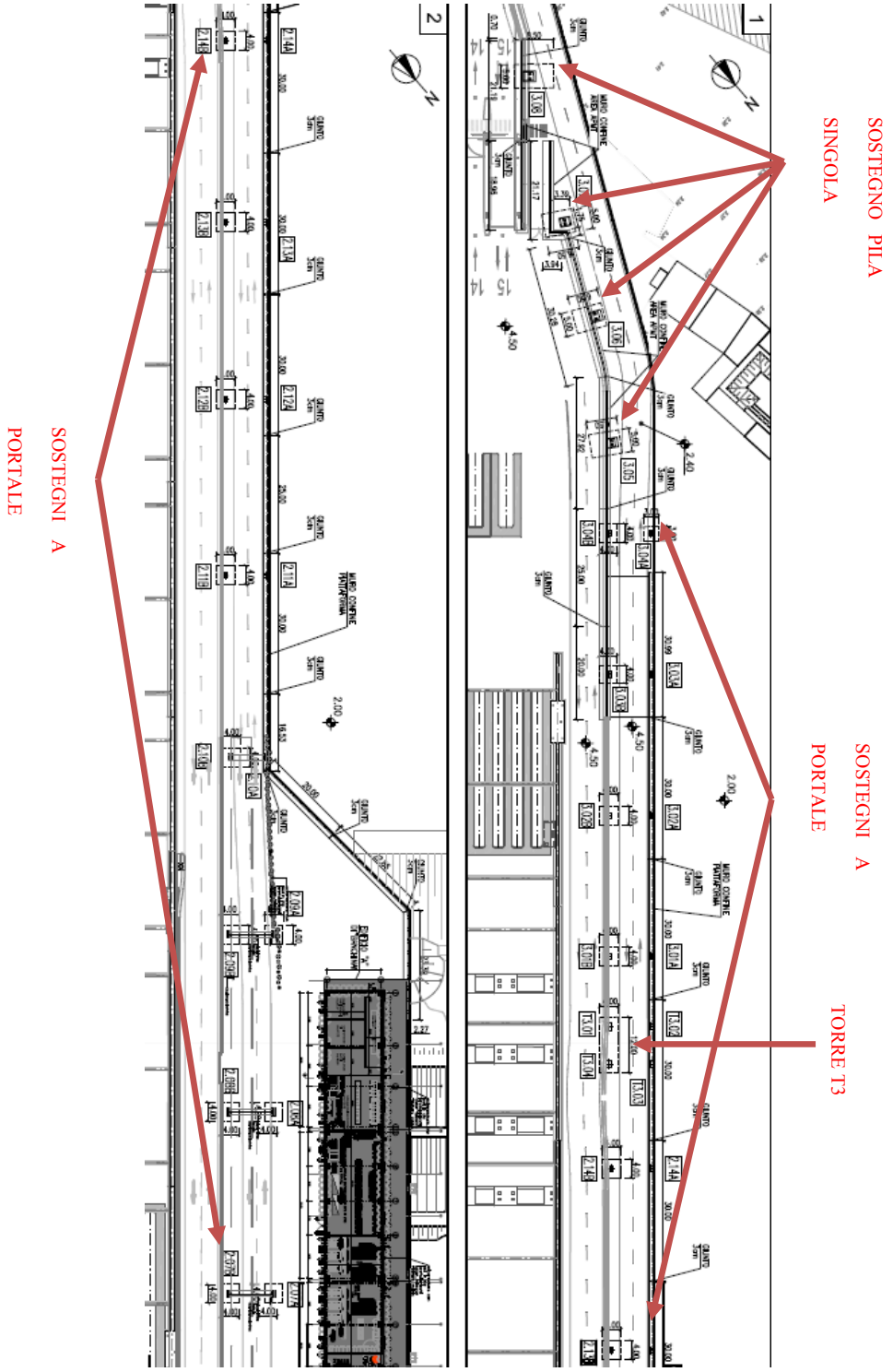


Fig. 2.1 - Planimetria del nastro trasportatore e dei sostegni – Parte 1

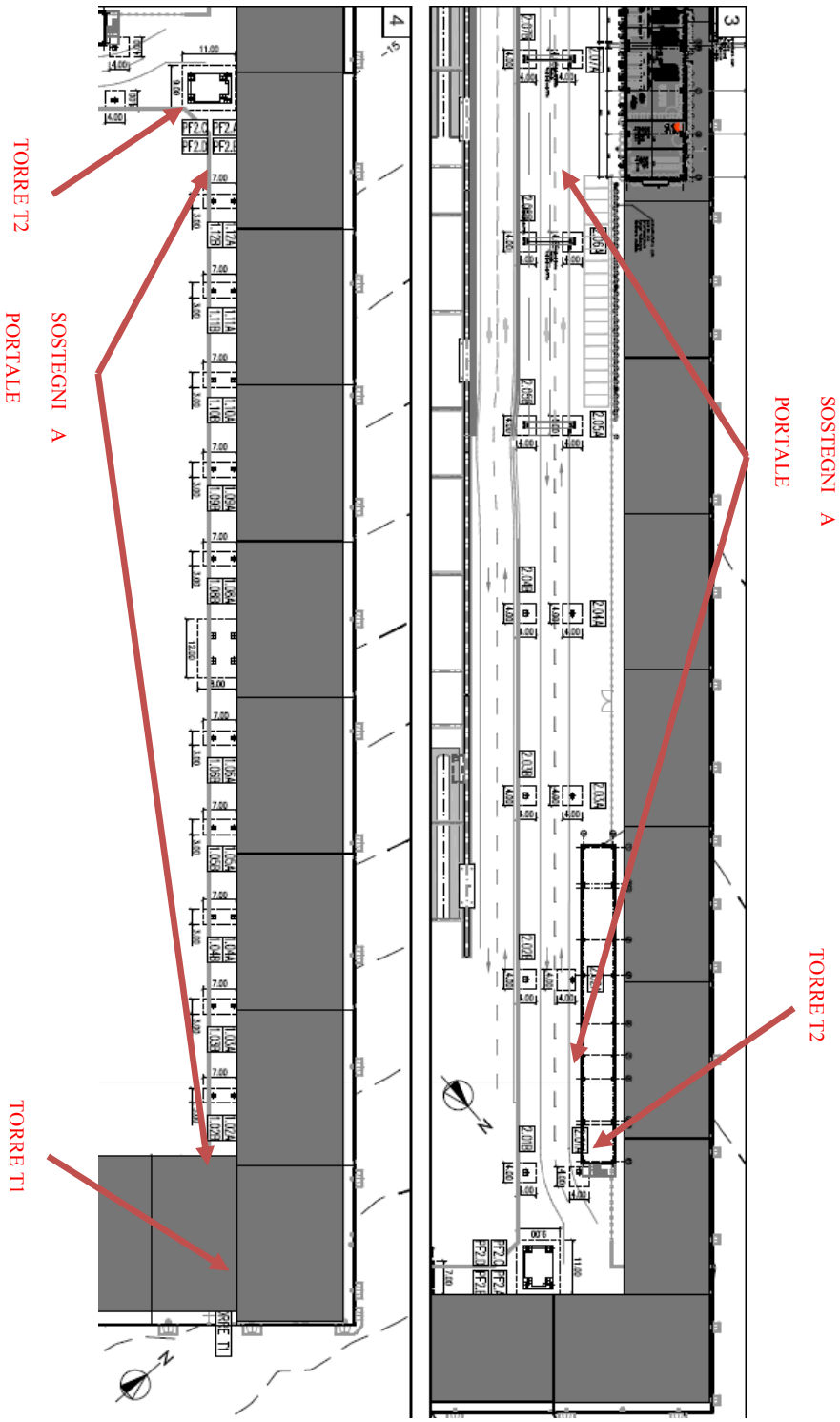


Fig. 2.2 - Planimetria del nastro trasportatore e dei sostegni – Parte 2

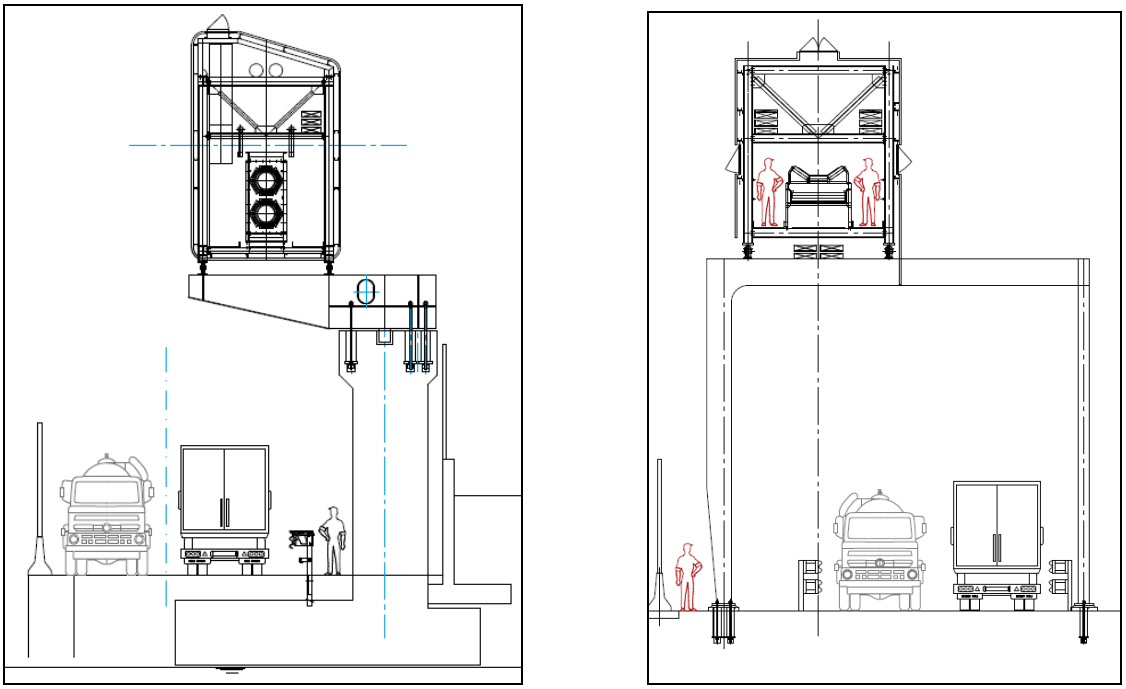


Fig. 2.3 - Sezioni tipo del nastro trasportatore e dei sostegni a pila singola (sinistra) e a portale (destra)

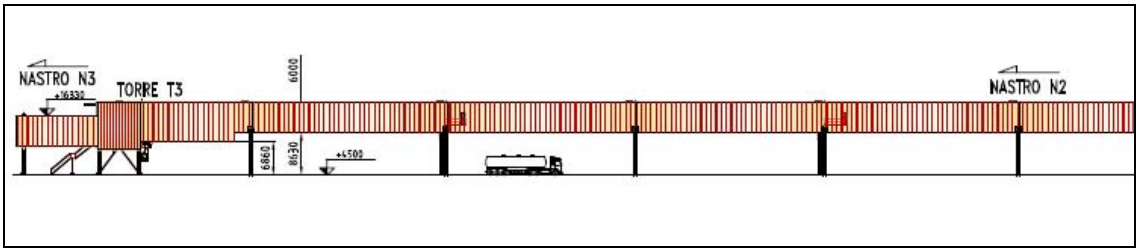


Fig. 2.4 - Prospetto parziale del nastro trasportatore e dei sostegni

2.2. Le fondazioni

Le fondazioni del nastro trasportatore sono di tipo superficiale, eccezion fatta per le fondazioni in radice le quali si fondano su micropali.

Le fondazioni sono di diverse tipologie:

- Fondazioni a mensola (da 3.05 a 3.08) costituite da una suola di fondazione di grandi dimensioni per bilanciare il carico eccentrico e da un fusto di elevazione sorretto

da un capitello, necessario per l'aggancio dei supporti del carbonodotto; queste fondazioni sono presenti in radice piattaforma poco prima del sovrappasso dell'Aurelia;

- Fondazioni a plinto (3.03, 3.04 e da 2.09 a 2.14 tipo B e da 1.01 a 1.12) costituite da un dado di fondazione con alloggio per il piedritto dei portali in acciaio;
- Fondazioni sul muro del limite di batteria (3.03, 3.04 e da 2.10 a 2.14 tipo A);
- Fondazioni a trave e a plinto per i sostegni delle torri (torre T3, T2 e T1);

Di seguito si riportano alcune delle fondazioni appena enunciate.

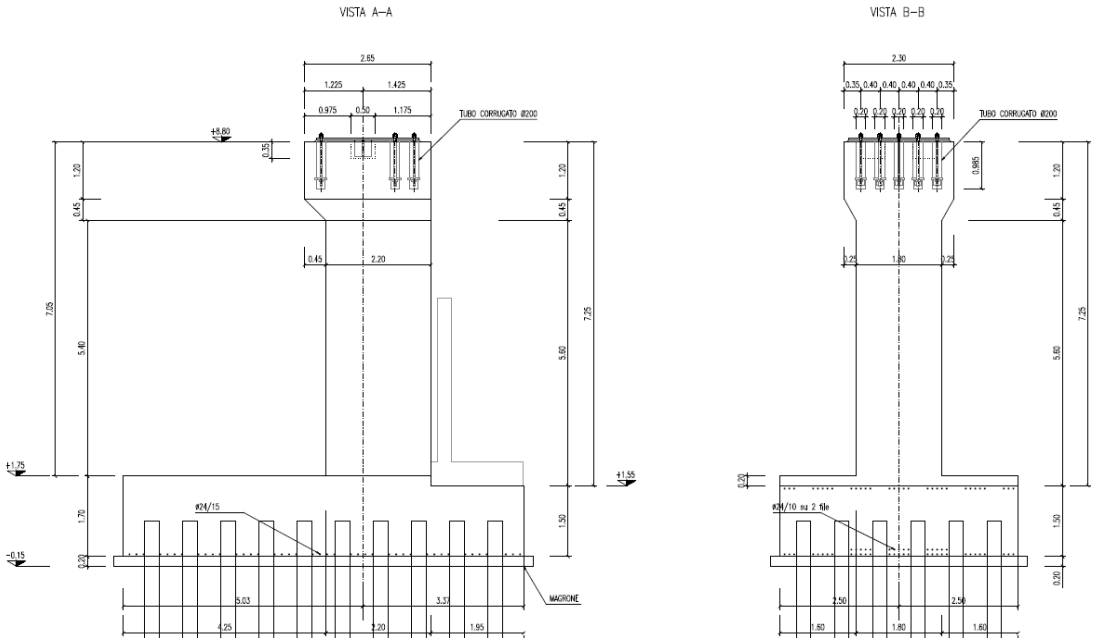


Fig. 2.5 - Sezioni tipo fondazioni da 3.05 a 3.08

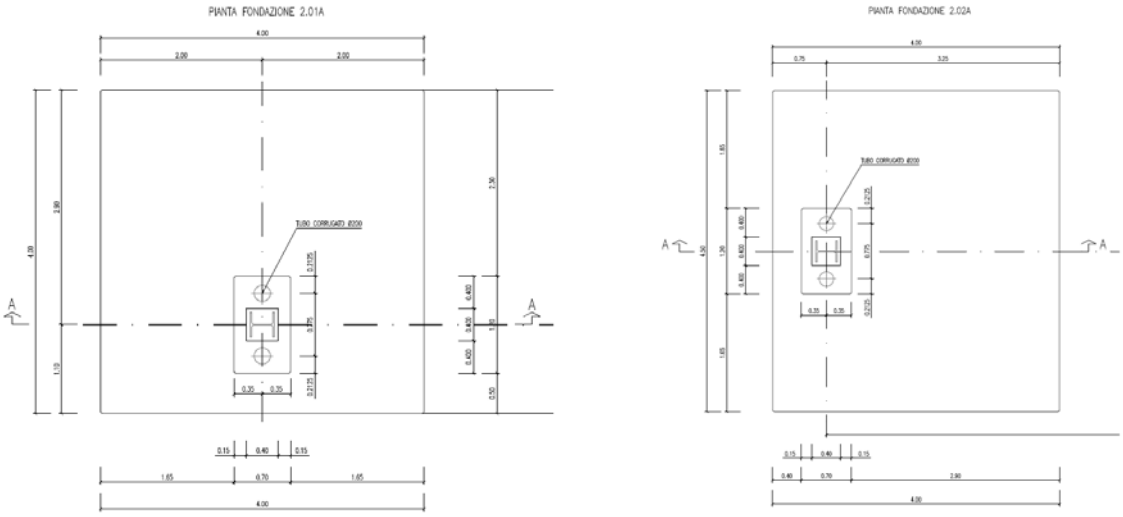


Fig. 2.6 - Planimetria fondazioni da 2.01A e 2.02A

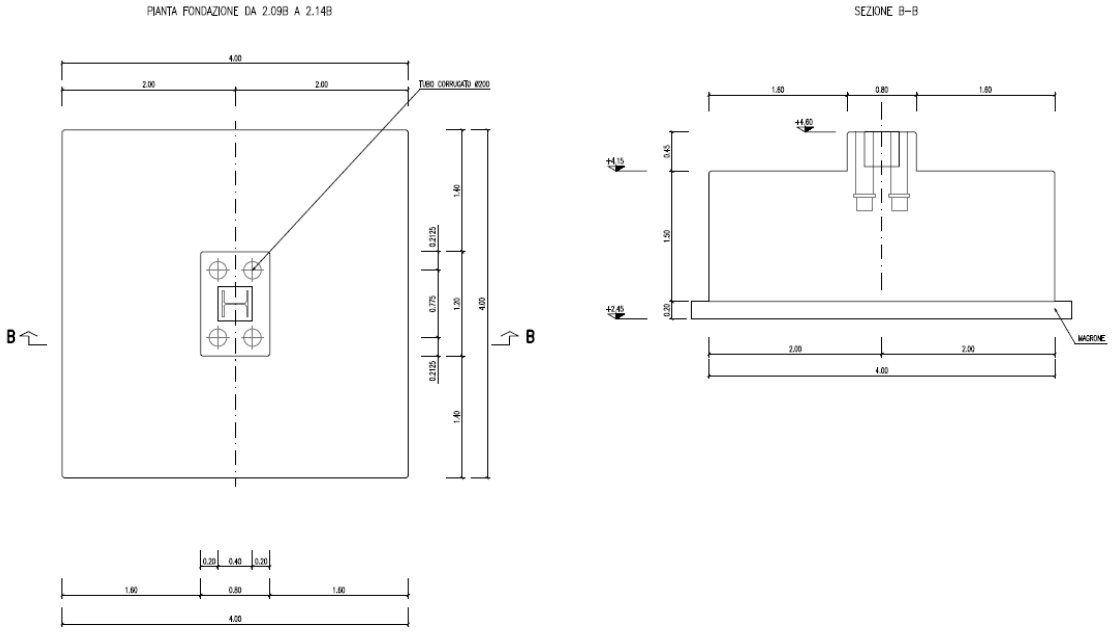


Fig. 2.7 - Planimetria e sezione fondazioni da 2.01B a 2.14B e da 2.03A e 2.09A

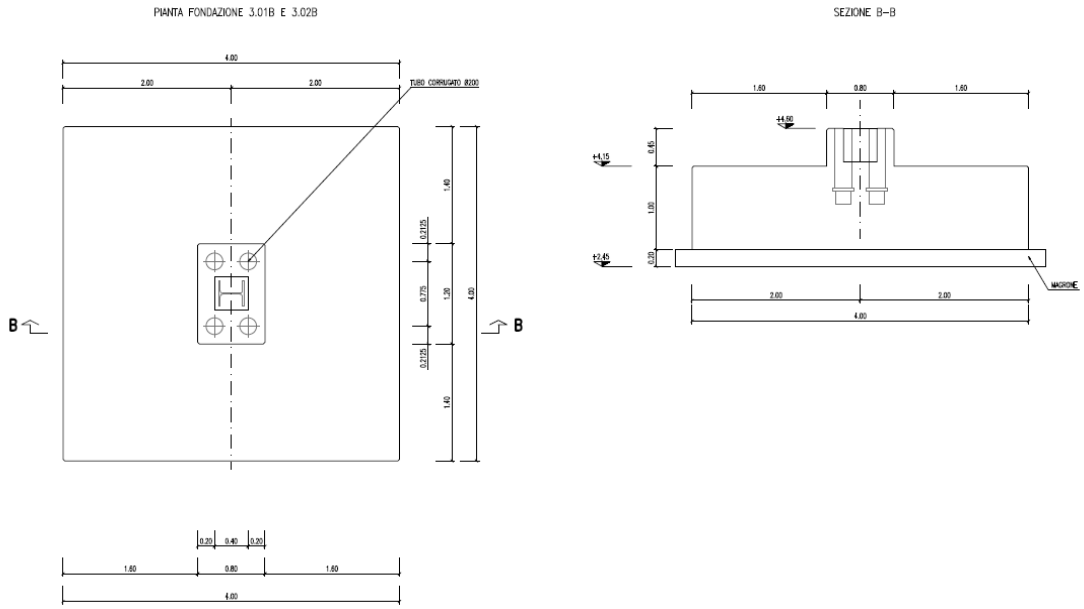


Fig. 2.8 - Planimetria e sezione fondazioni 3.01B e 3.02B

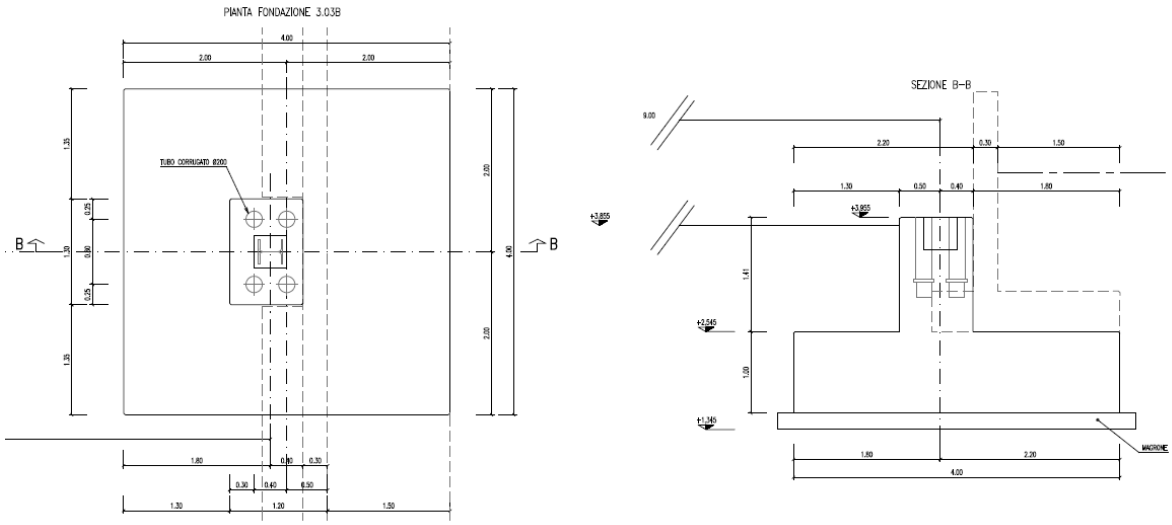


Fig. 2.9 - Planimetria e sezione fondazioni 3.03B e 3.04B

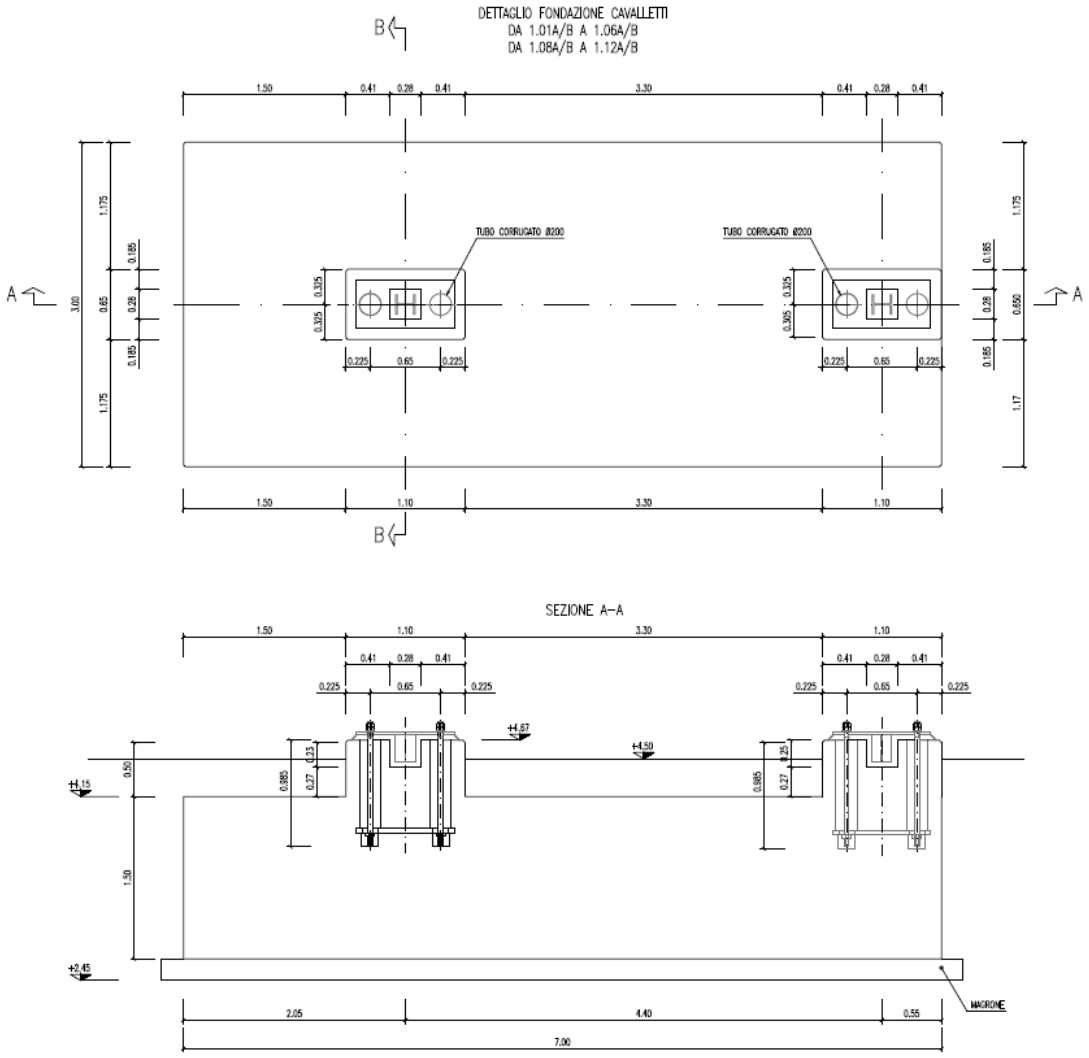


Fig. 2.10 - Planimetria e sezione fondazioni da 1.01 a 1.12

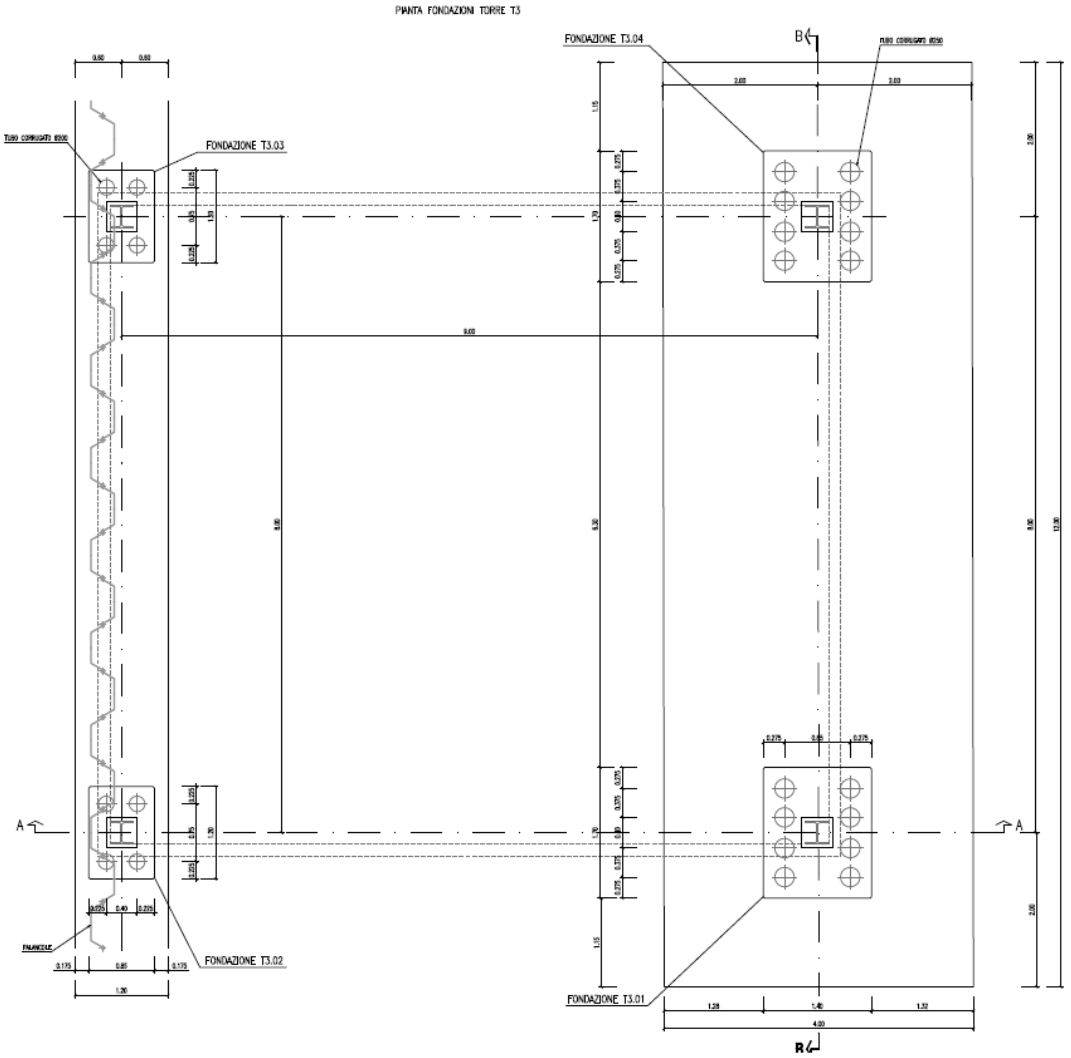


Fig. 2.11 - Planimetria e sezione fondazione torre T3

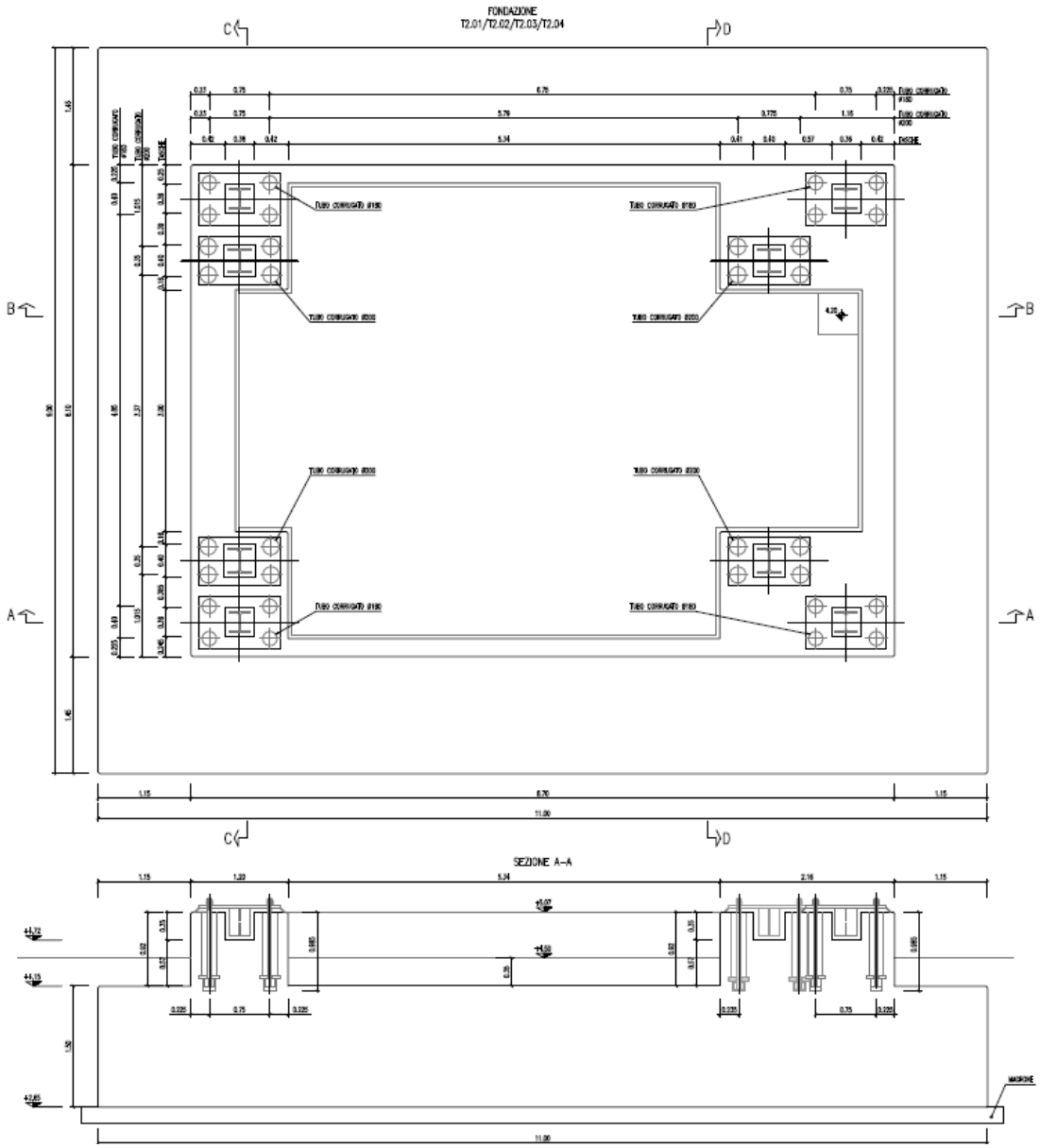


Fig. 2.12 - Planimetria e sezione fondazione torre T2

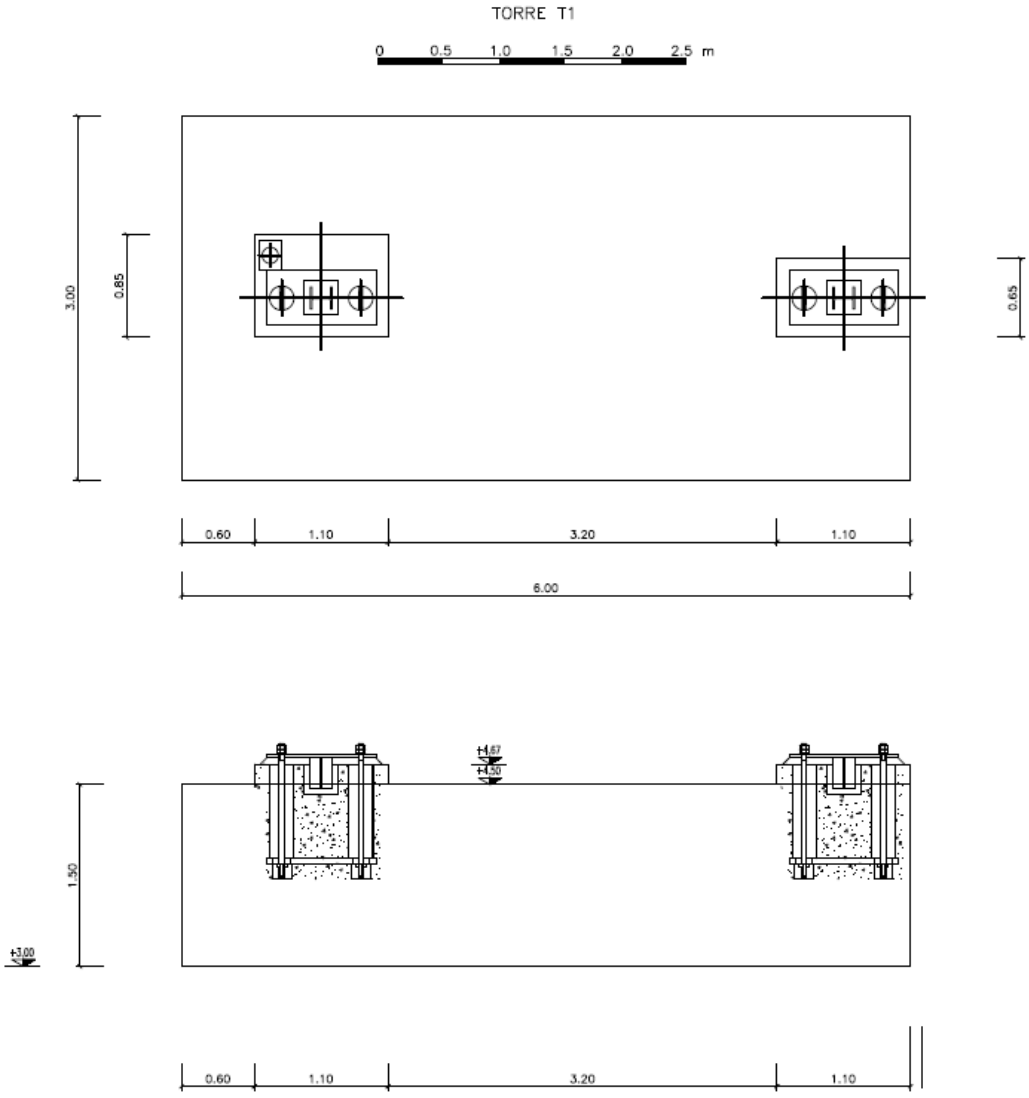


Fig. 2.13 - Planimetria e sezione fondazione torre T1

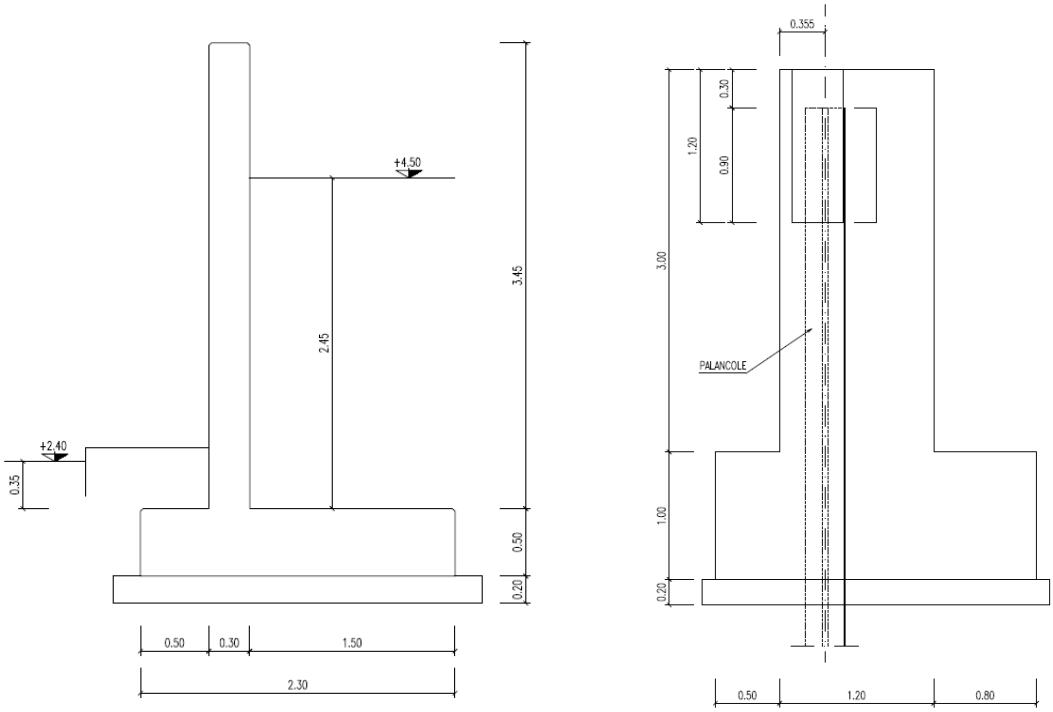


Fig. 2.14 - Sezioni tipo muro interno e muro lato cassa di colmata

3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 gennaio 2008, "Nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare Min.LL.PP. del 02/02/2009, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso, e per le strutture metalliche", di cui al DM.LL.PP. precedente;
- Legge 05.11.1971 n. 1086 e D.M. 01.04.1993: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale e precompresso e a struttura metallica";
- UNI EN 1998-5:2003 – "Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici";
- Consiglio Superiore Lavori Pubblici, 23-09.1994 n.156 – "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime";

4. CRITERI GENERALI DI VERIFICA

Le opere vengono progettate in conformità alle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) (DM 14 gennaio 2008).

Le verifiche geotecniche e strutturali sono effettuate con il metodo semiprobabilistico agli stati limite in accordo con il § 2.3 delle NTC.

Vengono considerati gli *stati limite ultimi*, che sono quelli associati al collasso della struttura (o dell'insieme struttura-terreno) o alla rottura di parti di essa.

Le verifiche di sicurezza vengono condotte usando il *Metodo dei coefficienti parziali:* l'affidabilità prescritta dalla norma viene garantita verificando che, in tutte le *situazioni progettuali* significative, gli stati limite non vengano raggiunti quando *i valori di progetto* delle *azioni*, delle *proprietà dei materiali* e dei *dati geometrici* sono introdotti nei modelli progettuali.

Il non raggiungimento delle situazioni limite è da intendersi in senso probabilistico ("misura della sicurezza"), cioè implicitamente si assume che la probabilità di raggiungere una certa situazione limite, durante la *vita utile* della struttura (o durante l'orizzonte temporale di riferimento nel caso di una fase transitoria), sia inferiore ad un valore prefissato.

In particolare si verificherà che:

- le azioni di progetto non provochino il collasso globale della struttura o del terreno (anche in situazioni eccezionali);
- gli effetti delle azioni di progetto non superino la resistenza di progetto della struttura allo stato limite ultimo;
- gli effetti delle azioni di progetto previsti per la situazione sismica di danno non devono provocare una interruzione nell'esercizio di parti d'opera o degli impianti ad esse correlati.

4.1. Azioni sulle strutture e periodi di ritorno

Le azioni che agiscono sulle strutture vengono classificate secondo la variazione nel tempo nel modo seguente:

- azioni permanenti (G), come ad esempio il peso proprio delle strutture ed i carichi permanenti portati;
- azioni variabili (Q), come per esempio i sovraccarichi, le azioni dovute alle maree e alle onde;
- azioni eccezionali (A), ad esempio la forza di impatto dovuta all'urto di un natante;
- azioni sismiche (E).

Tutte le azioni che agiscono sulla struttura vengono introdotte nei calcoli di verifica in termini di un *valore rappresentativo* $F_{rep} = \psi \cdot F_k$, dove F_k è il *valore caratteristico* dell'azione.

Qualora sia definita, sulla base di un adeguato campione di osservazioni, la distribuzione statistica dell'azione, il valore caratteristico corrisponde al valore avente una prefissata probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerato (nel caso delle situazioni persistenti esso coincide con la vita utile di progetto della struttura).
Nel caso in cui la variabilità dell'azione è piccola o non ne è compiutamente definita la distribuzione statistica, si farà riferimento ad un valore medio o ad un valore nominale dell'azione.

A seconda dei casi si considerano, per le azioni variabili Q, anche i seguenti valori rappresentativi:

- il valore $\psi_0 \cdot Q_k$, detto di combinazione, viene utilizzato nelle combinazioni a stato limite, per tenere conto della ridotta probabilità di simultanea occorrenza dei valori più sfavorevoli di diverse azioni indipendenti[1];

[1] La definizione del valore appropriato di $\psi_0 \leq 1$ dipendente dalla probabilità di rovina P_f ammessa per la struttura durante la sua vita utile; normalmente viene assunto pari a 0.7 e tiene conto della ridotta probabilità che tutte le azioni variabili agiscano contemporaneamente.

- il valore $\psi_1 \cdot Q_k$, detto valore frequente, viene determinato in modo tale che, all'interno di un certo periodo di tempo, il tempo totale durante il quale si ha $Q>\psi_1 \cdot Q_k$ è pari a una specificata (e piccola) parte di tale periodo di riferimento, quindi la frequenza dell'evento $Q> \psi_1 \cdot Q_k$ è limitata ad un valore dato[2];
- il valore $\psi_2 \cdot Q_k$, detto valore quasi-permanente, viene determinato in modo tale che il tempo totale durante il quale si ha $Q>\psi_2 \cdot Q_k$ è pari a una specificata (non piccola, generalmente la metà) parte del periodo di riferimento, ovverosia la media di Q durante tale periodo.

Nel seguito verranno definite tutte le azioni significative che agiscono sulle strutture in esame nelle diverse situazioni progettuali considerate ed i corrispondenti valori caratteristici.

4.2. Combinazioni allo stato limite ultimo

Per le strutture in progetto vengono effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- lo stato limite ultimo EQU: equilibrio di corpo rigido;
- lo stato limite ultimo GEO: collasso o deformazione eccessiva del terreno;
- lo stato limite ultimo STR: collasso interno o deformazione eccessiva della struttura o degli elementi strutturali.

In questi casi (STR, GEO e EQU), trattandosi di stati limite di rottura o di eccessiva deformazione, si è verificato che:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il citato valore di progetto dell'effetto delle azioni e R_d è il valore di progetto della resistenza corrispondente.

[2] Normalmente si deve considerare una frazione pari al 10% del periodo di riferimento (in genere assunto coincidente con la vita utile della struttura).

Per ogni stato limite ultimo che si considera, i valori di progetto delle azioni (o dei loro effetti) devono essere determinati combinando il valore caratteristico delle azioni che si verificano simultaneamente nel modo seguente:

- <u>combinazione fondamentale</u> - generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU)[3]:

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}"+"\gamma_P P"+"\gamma_{Q,1}Q_{k,1}"+"\sum_{i\geq 1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

- <u>combinazione eccezionale</u> - impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

$$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}"+"P"+"A_d"+""+"\sum_{i\geq 1}\psi_{2,i}Q_{k,i}$$

- <u>combinazione sismica</u> - impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}"+"P"+"E"+"\sum_{i\geq 1}\psi_{2,i}Q_{k,i}$$

La verifiche relativa alla stabilità globale dell'opera deve essere effettuata secondo il seguente approccio:

Approccio 1

- Combinazione 2: "A2"+"M2"+"R2"

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando uno dei seguenti approcci:

Approccio 1

- Combinazione 1: "A1"+"M1"+"R1"
- Combinazione 2: "A2"+"M2"+"R2"

Approccio 2

"A1"+"M1"+"R3"

[3] La notazione "+" significa "si combina con".

Per quanto riguarda l'approccio 1, nella prima combinazione i parametri del terreno sono quelli caratteristici ($\gamma M = 1$) e le azioni, sia permanenti che variabili, sono amplificate con coefficienti $\gamma F \neq 1$, mentre nella seconda combinazione i parametri del terreno vengono ridotti mediante coefficienti $\gamma M \neq 1$ e le azioni permanenti sono quelle caratteristiche ($\gamma F = 1$) mentre si applicano coefficienti di amplificazione alle sole azioni variabili ($\gamma F \neq 1$). Per quanto riguarda le azioni resistenti, in ambedue le combinazioni, si considerano i valori caratteristici ($\gamma M = 1$).

L'approccio 2 prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali che in quelle geotecniche; le azioni, sia permanenti che variabili, sono amplificate con coefficienti $\gamma F \neq 1$ e i parametri del terreno vengono ridotti mediante coefficienti $\gamma M \neq 1$.
In Tab. 4.1 e in Tab. 4.2 sono riportati rispettivamente i coefficienti parziali per le azioni ed i coefficienti γ_M di riduzione dei parametri che esprimono le proprietà meccaniche del terreno secondo le due combinazioni M1 e M2.

Azioni		Simbolo	Set		
			EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Sfavorevole	γ_{G1}	1,1	1,3	1,0
	Favorevole		0,9	1,0	1,0
Permanenti portati	Sfavorevole	γ_{G2}	1,5	1,5	1,0
	Favorevole		0,0	0,0	0,0
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qi}	1,5	1,5	1,3
	Favorevole		0,0	0,0	0,0

Tab. 4.1 - Tabella dei coefficienti parziali per le azioni

Parametri del terreno	Simbolo	Set	
		M1	M2
Angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25(*)
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Coesione non drenata	γ_{Cu}	1,0	1,4
Resistenza non confinata	γ_{qu}	1,0	1,4
Peso specifico	γ_{γ}	1,0	1,0

(*) applicato alla tgϕ'

Tab. 4.2 - Tabella dei coefficienti parziali per i parametri geotecnici

Nei calcoli i coefficienti sono stati applicati direttamente ai valori rappresentativi delle azioni (quindi a $\psi \times F_k$), salvo quando così facendo si creino delle situazioni fisicamente incoerenti (ad esempio applicando il coefficiente sull'altezza di falda); in tali casi i coefficienti sono stati applicati agli effetti delle azioni.

Nella combinazione A1+M1, nel caso si impieghino modelli a elementi finiti o con trave su suolo elastico, l'applicazione di valori amplificati delle azioni può dar luogo a plasticizzazioni degli elementi non lineari non realistiche o prive di significato fisico; per questa ragione, quando si usino i citati modelli di calcolo, le azioni permanenti (inclusi i pesi, i livelli di falda, ecc.) e le azioni variabili verranno applicate con il loro valore caratteristico in fase di verifica e tutti gli effetti delle azioni verranno amplificati con i relativi fattori.

Nel caso della combinazione A2+M2, quando si impieghino modelli a elementi finiti o con trave su suolo elastico, si procede alla fattorizzazione dei parametri del terreno e delle azioni variabili, a partire dai quali i programmi di calcolo determinano i valori delle spinte (in base ai modelli costitutivi implementati); i risultati del modello forniscono gli effetti delle azioni da impiegare direttamente nelle verifiche allo stato limite ultimo.

Per la verifica della situazione di progetto sismica, si adottano parametri di resistenza del terreno ridotti mediante $\gamma_M \neq 1$ (set M2), come previsto dalla norma[4].

4.3. Combinazioni allo stato limite di esercizio

Le combinazioni da considerare per le verifiche agli stati limite di esercizio sono definite dalle seguenti espressioni:

Combinazione caratteristica (o rara):

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

[4] Come indicato nella ENV 1998-5 par. 3.1.

Combinazione frequente:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Combinazione quasi permanente:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Nelle condizioni di servizio si controllano le ampiezze degli spostamenti delle paratie e delle fessure nel calcestruzzo e, ove significativo, i tassi di lavoro dei materiali.

Si noti che, se per ottenere gli effetti delle azioni della combinazione A1+M1 si effettua una analisi con valori caratteristici delle azioni per poi applicare i coefficienti di amplificazione/abbattimento a tali effetti, i risultati dell'analisi possono essere direttamente impiegati nelle combinazioni per la verifica degli stati limite di esercizio.

4.4. Coefficienti di sicurezza parziali per i materiali

I coefficienti di sicurezza parziali per i materiali costituenti gli elementi strutturali oggetto di verifica nelle relazioni di calcolo sono:

Sezioni in cemento armato
- $\gamma_{cls} = 1,50$ coefficiente relativo al calcestruzzo
- $\gamma_s = 1,15$ coefficiente relativo all'acciaio per cls armato

Sezioni in acciaio da carpenteria (v tab. 4.2.V. NTC 2008)
- Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4: $\gamma_{M0} = 1,05$
- Resistenza all'instabilità delle membrature: $\gamma_{M1} = 1,05$

4.5. Coefficienti di sicurezza parziali per le verifiche agli SLU di fondazioni e muri di sostegno

I coefficienti di sicurezza parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni e muri di sostegno sono riportati nelle seguenti tabelle riprese dalla Normativa.

Tabella 6.4.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE **(R1)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R2)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R3)**
Capacità portante	γ_R = 1,0	γ_R = 1,8	γ_R = 2,3
Scorrimento	γ_R = 1,0	γ_R = 1,1	γ_R = 1,1

Tab. 4.3 - Tabella dei coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Tabella 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	**(R1)**	**(R2)**	**(R3)**	**(R1)**	**(R2)**	**(R3)**	**(R1)**	**(R2)**	**(R3)**
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 4.4 - Tabella dei coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni profonde

Tabella 6.5.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE **(R1)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R2)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R3)**
Capacità portante della fondazione	γ_R = 1,0	γ_R = 1,0	γ_R = 1,4
Scorrimento	γ_R = 1,0	γ_R = 1,0	γ_R = 1,1
Resistenza del terreno a valle	γ_R = 1,0	γ_R = 1,0	γ_R = 1,4

Tab. 4.5 - Tabella dei coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

5. MATERIALI

5.1. Prescrizioni per la durabilità dei calcestruzzi

Il calcestruzzo, oltre a soddisfare i requisiti di resistenza, deve essere durevole, ovvero in grado di resistere in maniera soddisfacente alle condizioni ambientali e di lavoro cui è sottoposto durante la vita dell'opera. Nel seguito si valutano pertanto le caratteristiche dei calcestruzzi da impiegare per la realizzazione delle diverse parti d'opera, al fine di conseguire i requisiti di durabilità richiesti.

Tali requisiti sono essenzialmente correlati alle condizioni di esposizione ambientale dell'opera - cui la normativa associa una classe di resistenza minima del calcestruzzo - e alla vita utile della struttura (attraverso la classe strutturale che determina il copriferro minimo).

L'argomento è compiutamente trattato nel D.M. 14/01/2008 Capitolo 4 e nelle relative Istruzioni.

Classi di esposizione

In merito alle classi di esposizione ambientale, definite nella tabella 4.1.III della Normativa (in accordo con UNI EN 206-1), si attribuiscono ai vari elementi della struttura le seguenti classi di esposizione:

	Classe di esposizione	**Descrizione dell'ambiente**
Strutture in elevazione (travi, pilastri)	XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare (strutture prossime oppure sulla costa)
Fondazioni	XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare (strutture prossime oppure sulla costa)

Tab. 5.1 - Classi di esposizione ambientale

Composizione e proprietà dei calcestruzzi

In funzione della classe di esposizione, la tabella E.1N dell'EC2 ed il prospetto F.1 della EN 206-1 forniscono la classe di resistenza indicativa del calcestruzzo. Definita poi la classe strutturale dell'opera, il copriferro minimo è fornito dalla tabella C4.1.IV delle Istruzioni, che dipende dalle condizioni ambientali e dalla tipologia di elemento.
Nella tabella seguente sono riassunti i requisiti previsti per la durabilità del calcestruzzo. Il copriferro indicato è comprensivo di una tolleranza compresa fra 0 mm e 10 mm a seconda della precisione di posa delle armature garantito dal processo di produzione della parte d'opera (§ 4.4.1.3 dell'EC2 e § C4.1.6.1.3 delle Istruzioni).

CLS CONFORME A UNI EN 206-1	STRUTTURE DI FONDAZIONE	STRUTTURE IN ELEVAZIONE
CLASSE DI ESPOSIZIONE	XS1	XS1
CLASSE DI RESISTENZA	C32/40	C32/40
RAPPORTO A/C	0.50	0.50
CONTENUTO MAX. CLORURI	Cl 0.20	Cl 0.20
CLASSE SLUMP	S4	S4
DIM. MAX. AGGREGATO	20 mm	20 mm
COPRIFERRO MINIMO	45 mm	45 mm
$f_{ck,cube}$	≥40N/mm2	≥40N/mm2

Tab. 5.2 - Classi di esposizione ambientale

I copriferri indicati nella tabella sono stati determinati con riferimento ad una vita utile di 50 anni.

Secondo la normativa, gli inerti, naturali o di frantumazione, saranno costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose ed argillose, di gesso, ecc.

Gli aggregati devono essere disposti lungo una corretta curva granulometrica, per assicurare il massimo riempimento dei vuoti interstiziali.
La granulometria inoltre dovrà essere studiata scegliendo il diametro massimo in funzione della sezione minima del getto, della distanza minima tra i ferri d'armatura e dello spessore del copriferro.

5.2. Calcestruzzo

Strutture in elevazione (colonne):
$R_{ck} \geq 40$ MPa; (C32/40) (classe minima richiesta per la durabilità)
$f_{ck} = 0.83x40 = 33.2$ MPa
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2$ Mpa (resistenza media cilindrica)
$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.1$ MPa (resistenza media a trazione assiale)
$f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 3.72$ MPa (resistenza media a trazione per flessione)
$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33640$ MPa (modulo elastico istantaneo (11.2.5))
Allo stato limite ultimo:
$\gamma_M = 1.5 \rightarrow$ resistenza di calcolo $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_M = 22.1$ MPa
resistenza di calcolo per lunga durata $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_M = 18.8$ MPa

Fondazioni:
$R_{ck} \geq 40$ MPa; (C32/40) (classe minima richiesta per la durabilità)
$f_{ck} = 0.83x40 = 33.2$ MPa
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2$ Mpa (resistenza media cilindrica)
$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.1$ MPa (resistenza media a trazione assiale)
$f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 3.72$ MPa (resistenza media a trazione per flessione)
$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33640$ MPa (modulo elastico istantaneo (11.2.5))
Allo stato limite ultimo:
$\gamma_M = 1.5 \rightarrow$ resistenza di calcolo $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_M = 22.1$ MPa
resistenza di calcolo per lunga durata $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_M = 18.8$ MPa

Micropali:
$R_{ck} \geq 37$ MPa; (C30/37) (classe minima richiesta per la durabilità)

f_{ck} = 0.83x37 = 30.7 MPa
f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38.7 Mpa (resistenza media cilindrica)
f_{ctm} = 0.30 x $f_{ck}^{2/3}$ = 2.94 MPa (resistenza media a trazione assiale)
f_{cfm} = 1.2 x f_{ctm} = 3.53 MPa (resistenza media a trazione per flessione)
E_{cm} = 22000 x $(f_{cm}/10)^{0.3}$ = 33017 MPa (modulo elastico istantaneo (11.2.5))
Allo stato limite ultimo:
γ_M = 1.5 → resistenza di calcolo $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_M$ = 20.4 MPa
resistenza di calcolo per lunga durata $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_M$ = 17.4 MPa

5.3. Acciaio per calcestruzzo armato

Acciaio per barre di armatura ad aderenza migliorata, reti e tralicci elettrosaldati, per c.a.:
classe B450C
f_{yk} = 450 MPa (tensione di snervamento)
f_{yt} = 540 MPa (tensione di rottura)
da cui:
Stato limite ultimo
γ_M = 1.15 → resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M$ = 391 MPa

5.4. Acciaio per micropali

I profili tubolari previsti per i micropali sono costituiti da acciaio S355J0 (per elementi con spessore compreso tra 100 e 150 mm, secondo EN 10025).

Si è previsto un materiale S355J0, normato secondo la EN 10025, per tutti i componenti di carpenteria metallica previsti in progetto e per le carpenterie metalliche necessarie all'ancoraggio dei tiranti ai palancolati, e avente una tensione di snervamento f_y in funzione dello spessore "t " pari a:

$f_y \geq 355$ MPa $t \leq 16$mm
fy ≥ 345 MPa (16mm < t ≤ 40mm)

$fy \geq 335$ MPa $(40mm < t \leq 63mm)$
$fy \geq 325$ MPa $(63mm < t \leq 80mm)$
$fy \geq 315$ MPa $(80mm < t \leq 100mm)$

6. STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La stratigrafia di riferimento per le opere in oggetto è ricavabile dalla sezione longitudinale L1-L1 e L2-L2 e dalle sezioni trasversali T2-T2, T3-T3, T4-T4 e T5-T5, presenti all'interno degli elaborati grafici MI010P-PE-G-G-D-4106-C0 dalla TAV.12 alla TAV.26.
Dall'analisi di dette sezioni la stratigrafia media è data nella seguente Tab. 6.1:

VADO LIGURE – NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE – FASE 1		
STRATIGRAFIA MEDIA DI PROGETTO		
Spessore medio (m)	Strato	Note
4.0	L1	Limo sabbioso con spessore variabile tra 3 e 6 m.
4.0	L2	Limo con spessore medio abbastanza costante su tutta l'area.
5.0	SL	Strati alternati di spessore variabile di sabbie più o meno limose. A luoghi lo strato può contenere sottolivelli di limo sabbioso. Lato costa e per fondali più profondi di -15 m l.m.m. lo spessore si incrementa mediamente a 16 m.
15.0	S	Sabbia pulita presente soltanto lungo la costa a profondità superiori ai 15 m.
4.0	G	Ghiaia con sabbia e poco limo con spessore variabile tra 2 e 8 m, che incrementa notevolmente trasversalmente verso sud fino a spessori medi di 20 m.
Indefinito	A	Argilla compatta pliocenica. E' assente a ridosso della costa.

Tab. 6.1 - Stratigrafia media di progetto

La stratigrafia sottostante le fondazioni in rilevato del carbonodotto è rappresentata nelle seguenti figure, dalle quali si evince anche il posizionamento delle fondazioni e la loro quota di posa.

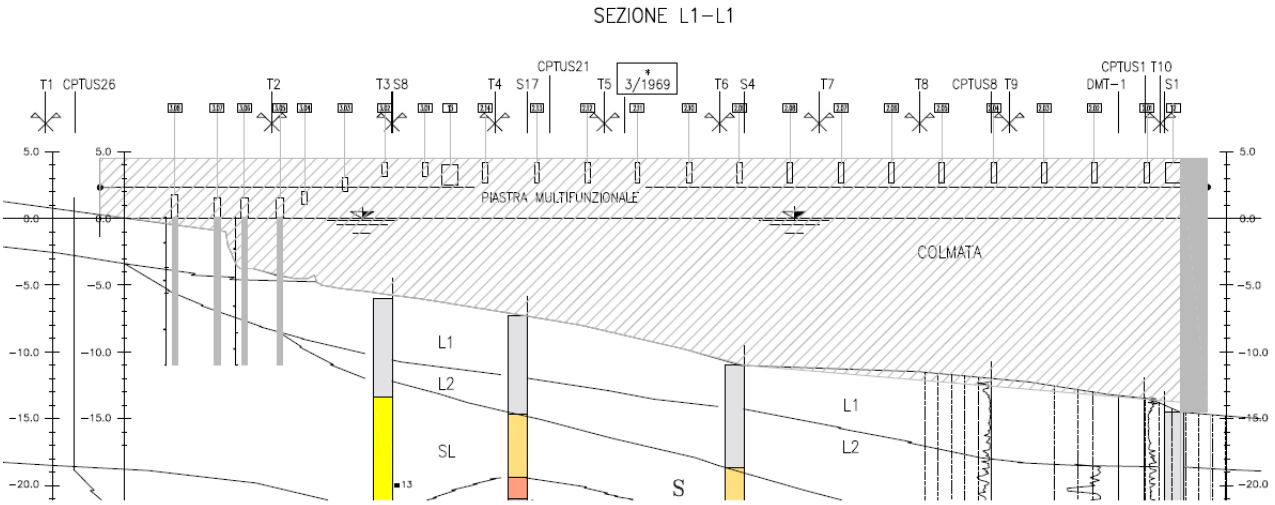


Fig. 6.1 - Sezione stratigrafica L1-L1

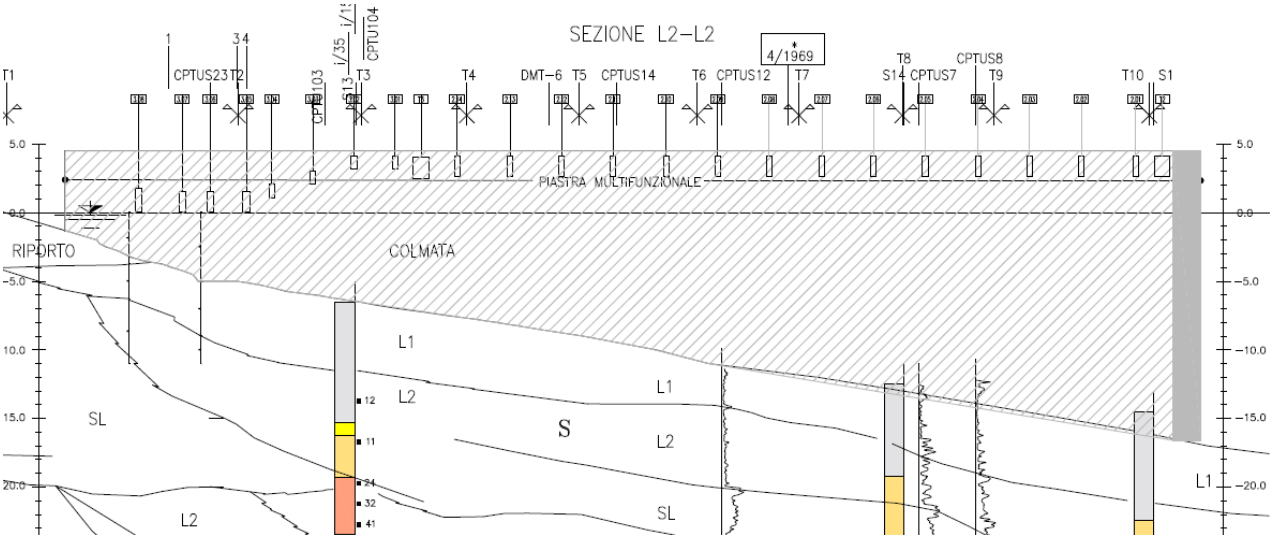


Fig. 6.2 - Sezione stratigrafica L2-L2

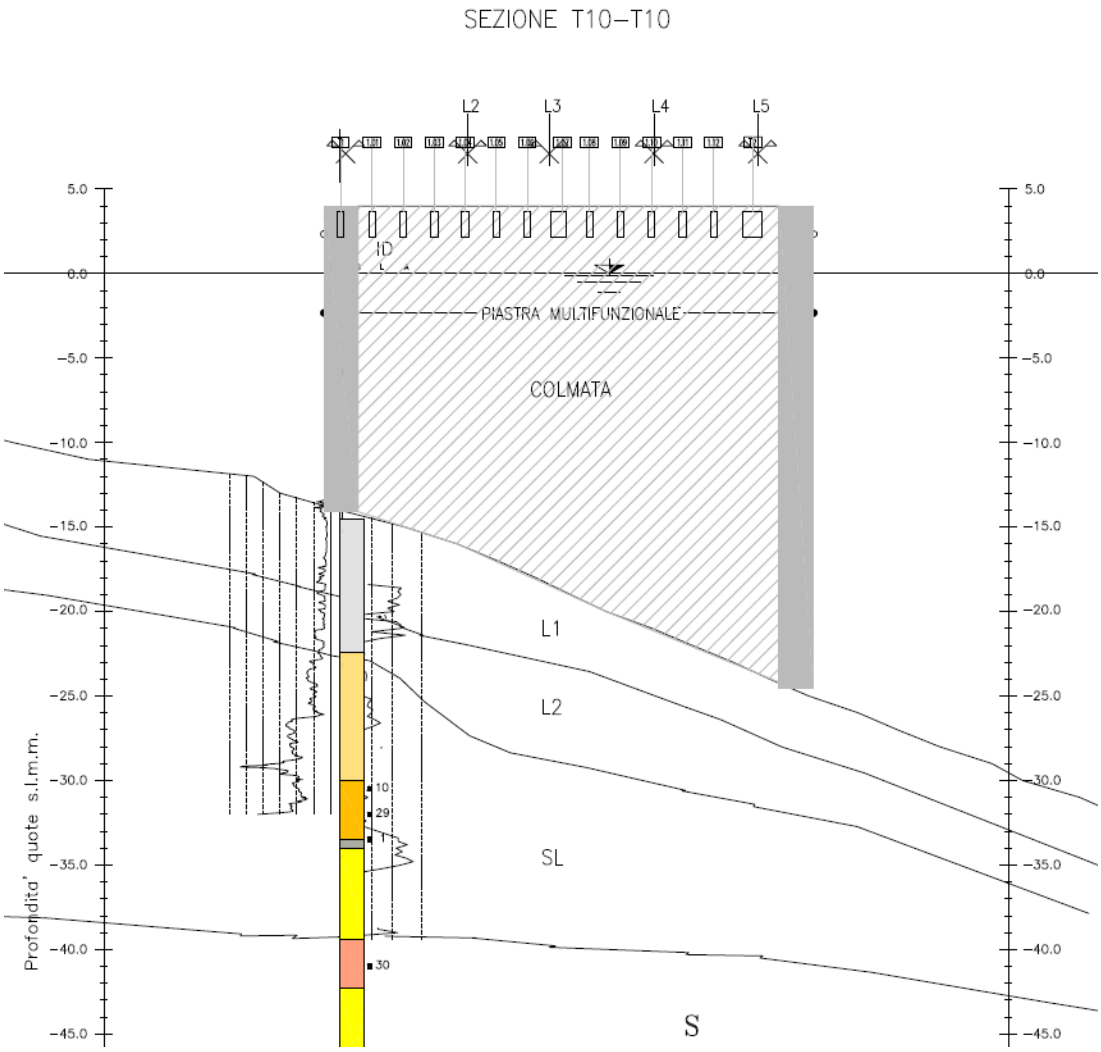


Fig. 6.3 - Sezione stratigrafica T10-T10

Le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione sono riassunte nella seguente Tab. 6.2.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Livello	γ	IP	G_s	OCR	e_0	K	c_v	C_u	c'	ϕ'	E (*) (MPa)		G_{max}	α_{Eur} (**)	CR RR	C_α	ν	k_0
	(kN/m^3)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m/s)	(m^2/s)	(kPa)	(kPa)	(°)	m	n	(MPa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
L1	16	10	2.73	5	1.35	3E-8	6E-6	(***)	0	33	-		15	14	0.14 0.01	1E-3	0.35	0.50
L2	17	10	2.73	1	1.28	3E-8	7E-6	(***)	0	32	-		40	13	0.17 0.013	1E-3	0.35	0.50
SL/S	18	-	2.72	1	1.20	1E-7	-	-	0	32	15	0.6	70	9	-	-	0.30	0.50
G	19	-	2.72	1	-	1E-5	-	-	0	40	30	0.6	120	8	-	-	0.30	0.50
A	18.5	20	2.75	≥ 3	1.00	1E-9	3E-6	200	200	27	-		150	-	0.27 0.025	1E-3	0.25	1.50

(*) Per SL e G il modulo E varia con lo stato tensionale tramite la formula seguente:

$E = m(\sigma'_v/p_a)^n$ dove p_a = pressione atmosferica,

σ'_v = sforzo verticale agente $= \sigma'_{v0}$ allo stato naturale

$= \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$ in presenza delle opere

Per L1, L2 e A le caratteristiche di deformabilità sono ricavabili da CR ed RR, adeguandoli al valore della tensione efficace agente.

(**) E_{ur} si ottiene da E attraverso il fattore α_{Eur} quindi: $E_{ur} = \alpha_{Eur} \times E$

(***) Per individuare il valore di Cu per L1 ed L2 si può utilizzare la seguente relazione:

$Cu = 0.46 \cdot OCR^{0.7} \sigma'_v$

Tab. 6.2 - Caratterizzazione geotecnica terreni di fondazione

Per quanto concerne invece i materiali da costruzione nella Tab. 6.3 vengono riportati i parametri geotecnici assunti nei calcoli:

VADO LIGURE – NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE – FASE 1	
MATERIALI DA COSTRUZIONE	
Materiale	**Note**
BONIFICO	Ghiaia 40-60%. Fine ≤5%. Sabbia 45-35%. Curva ben assortita
SCANNO	Pietrame 2-300 kg. Curva ben assortita.
TOUT-VENANT	Ghiaia sabbia e ciottoli. Fine ≤ 10%. Φmax = 100 mm. Curva ben assortita.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Materiale	γ	G_s	OCR	K	c'	φ'	E (*) (MPa)		α_{Eur} (**)	ν	k_0
	(kN/m³)	(-)	(-)	(m/s)	(kPa)	(°)	m	n	(-)	(-)	(-)
BONIFICO	18	2.72	1	5E-4	0	38	54	0.8	10	0.27	0.38
SCANNO	17	2.72	1	5E-4	0	45	30	0.8	10	0.20	0.30
TOUT VENANT	19	2.72	1	5E-4	0	38	114	0.8	10	0.27	0.38

(*) E varia con lo stato tensionale tramite la formula seguente:
$E = m(\sigma'_v/p_a)^n$ dove p_a = pressione atmosferica,
σ'_v = sforzo verticale agente $= \sigma'_{v0}$ allo stato naturale
$= \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$ in presenza delle opere

(**) E_R si ottiene da E attraverso il fattore α_{Eur} quindi: $E_{ur} = \alpha_{Eur} \times E$

Tab. 6.3 - Caratterizzazione geotecnica materiali da costruzione

dove:

γ = peso di volume totale

C' = coesione in sforzi efficaci

C_u = resistenza al taglio non drenata non consolidata

φ' = angolo di attrito in sforzi efficaci

E_{vc}^{ref} = modulo elastico di riferimento

E_{vc} = modulo elastico

E_{UR} = modulo elastico in scarico/carico

I suddetti parametri geotecnici fanno riferimento alla relazione geotecnica MI0102-PV-G-G-R-002-00.

Per i parametri geotecnici di cui non si è parlato nel presente capitolo sono stati considerati validi e quindi applicati i valori riportati nella nell'Elaborato *"Caratterizzazione geotecnica - Tavole"*.

7. ANALISI CARICHI

I carichi previsti in fase di verifica di stabilità, resistenza e deformabilità degli elementi strutturali sono di seguito esposti.

7.1. Vita utile di progetto

La vita utile delle fondazioni del nastro trasportatore risulta pari a 50 anni.
Il periodo di ritorno delle azioni sono commisurati alla vita utile dell'opera in esame.

7.2. Carichi permanenti

I carichi permanenti sulla struttura sono quelli imposti dal peso proprio degli elementi strutturali e del terreno insistenti sulle opere.
Per il peso proprio del terreno si rimanda al Cap. 6; per quanto riguarda acciaio e calcestruzzo, sono stati considerati i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: $p = 25{,}0\ kN/m^3$;
- calcestruzzo non armato: $p = 24{,}0\ kN/m^3$;
- pavimentazione $p = 20{,}0\ kN/m^3$;
- acciaio: $p = 78{,}5\ kN/m^3$;

7.3. Carichi variabili opere di sostegno

Per le opere di sostegno si è considerato un carico accidentale a tergo dei muri pari a 40 kPa, uguale a quello previsto nelle aree percorse dai mezzi sulla piattaforma.

Inoltre è stato considerato un carico eccezionale orizzontale di 100 kN su un impronta di 0.5 m per tenere in considerazione un urto dovuto ad un veicolo in svio. Tale carico è stato applicato alla quota di 10 cm sotto la sommità del muro e contemporaneamente con un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dal Secondo Schema di carico in ottemperanza con la Normativa vigente.

7.4. Carichi permanenti, variabili ed eccezionali del nastro trasportatore

Di seguito si riportano planimetrie e tabelle raffiguranti l'entità e l'ubicazione dei carichi provenienti dalla struttura del nastro trasportatore ed agenti sulle strutture di fondazione.

Le forze trasmesse dalla struttura del nastro trasportatore provengono da ERTIM Progetti S.r.l. consulente per la progettazione del carbonodotto per conto di Terminal Rinfuse Italia. Le forze sono riferite alla base delle strutture metalliche a sostegno del carbonodotto. Le sollecitazioni sismiche trasmesse provengono da un'analisi che non considera pile e fondazioni.

Secondo la convenzione di segno utilizzata, la direzione x (t) è quella tangente all'asse del nastro, mentre la direzione y (r) è quella perpendicolare al nastro.

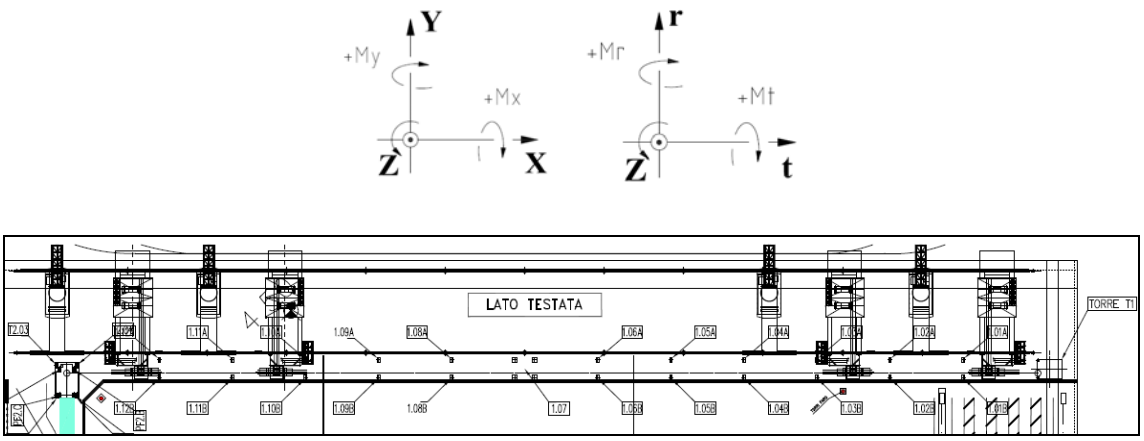


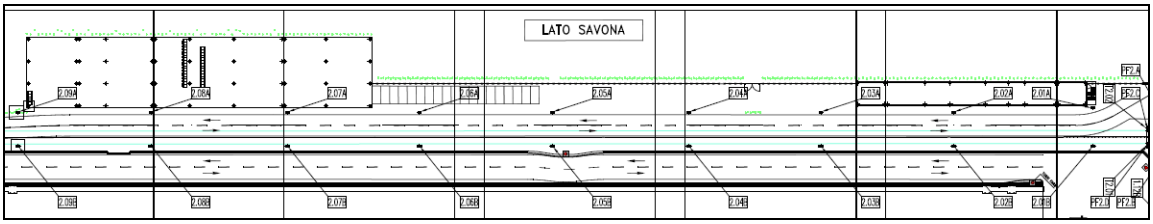
Fig. 7.1 - Planimetria nastro N1

STRESSES IN kN																				
FOUNDATION	1.01A			1.01B			1.02A			1.02B			1.03A			1.03B			1.04A		
KIND OF STRESSES	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy
DEAD LOADS	−260	±40		−260	±40		−220	±30		−220	±30		−220	±30		−220	±30		−220	±30	
SERVICE LOAD	−45	±5		−45	±5		−45	±5		−45	±5		−45	±5		−45	±5		−45	±5	
OPERATIVE WIND (100 km/h) from X	±130	±40		±130	±40		±130	±40		±130	±40		±130	±40		±130	±40		±130	±40	
STORM WIND (180 km/h) from X	±380	±100		±380	±100		±380	±100		±380	±100		±380	±100		±380	±100		±380	±100	
OPERATIVE WIND (100 km/h) from Y			±5			±5			±5			±5			±5			±5			±5
STORM WIND (180 km/h) from Y			±15			±15			±15			±15			±15			±15			±15
SEISMIC LOAD from X	±150	±60		±150	±60		±150	±60		±150	±60		±150	±60		±150	±60		±150	±60	
SEISMIC LOAD from Y			±5			±5			±5			±5			±5			±5			±5
FOUNDATION	1.04B			1.05A			1.05B			1.06A			1.06B			1.07A			1.07B		
KIND OF STRESSES	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy
DEAD LOADS	−220	±30		−220	±30		−220	±30		−220	±30		−220	±30		−130	±20		−130	±20	
SERVICE LOAD	−45	±5		−45	±5		−45	±5		−45	±5		−45	±5		−45	±5	−22.5	−45	±5	−22.5
OPERATIVE WIND (100 km/h) from X	±130	±40		±130	±40		±130	±40		±130	±40		±130	±40		±65	±20		±65	±20	
STORM WIND (180 km/h) from X	±380	±100		±380	±100		±380	±100		±380	±100		±380	±100		±190	±50		±190	±50	
OPERATIVE WIND (100 km/h) from Y			±5			±5			±5			±5			±5	±35	±5	±20	±35	±5	±20
STORM WIND (180 km/h) from Y			±15			±15			±15			±15			±15	±100	±15	±50	±100	±15	±50
SEISMIC LOAD from X	±150	±60		±150	±60		±150	±60		±150	±60		±150	±60		±100	±30		±100	±30	
SEISMIC LOAD from Y			±5			±5			±5			±5			±5	±1100	±80	±250	±550	±80	±250

Tab. 7.1 - Carichi nastro N1 da 1.01 a 1.07

STRESSES IN kN																				
FOUNDATION	1.07C			1.07D			1.08A			1.08B			1.09A			1.09B				
KIND OF STRESSES	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy		
DEAD LOADS	−130	±20		−130	±20		−220	±30		−220	±30		−220	±30		−220	±30			
SERVICE LOAD	+45	±5	−22.5	+45	±5	−22.5	−45	±5		−45	±5		−45	±5		−45	±5			
OPERATIVE WIND (100 km/h) from X	±65	±20		±65	±20		±130	±40		±130	±40		±130	±40		±130	±40			
STORM WIND (180 km/h) from X	±190	±50		±190	±50		±380	±100		±380	±100		±380	±100		±380	±100			
OPERATIVE WIND (100 km/h) from Y	±35	±5	±20	±35	±5	±20			±5			±5			±5			±5		
STORM WIND (180 km/h) from Y	±100	±15	±50	±100	±15	±50			±15			±15			±15			±15		
SEISMIC LOAD from X	±100	±30		±100	±30		±150	±60		±150	±60		±150	±60		±150	±60			
SEISMIC LOAD from Y	±550	±80	±250	±1100	±80	±250			±5			±5			±5			±5		
FOUNDATION	1.10A			1.10B			1.11A			1.11B			1.12A			1.12B				
KIND OF STRESSES	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy		
DEAD LOADS	−220	±30		−220	±30		−220	±30		−220	±30		−220	±30		−220	±30			
SERVICE LOAD	−45	±5		−45	±5		−45	±5		−45	±5		−45	±5		−45	±5			
OPERATIVE WIND (100 km/h) from X	±130	±40		±130	±40		±130	±40		±130	±40		±130	±40		±130	±40			
STORM WIND (180 km/h) from X	±380	±100		±380	±100		±380	±100		±380	±100		±380	±100		±380	±100			
OPERATIVE WIND (100 km/h) from Y			±5			±5			±5			±5			±5			±5		
STORM WIND (180 km/h) from Y			±15			±15			±15			±15			±15			±15		
SEISMIC LOAD from X	±150	±60		±150	±60		±150	±60		±150	±60		±150	±60		±150	±60			
SEISMIC LOAD from Y			±5			±5			±5			±5			±5			±5		

Tab. 7.2 - Carichi nastro N1 da 1.07 a 1.12



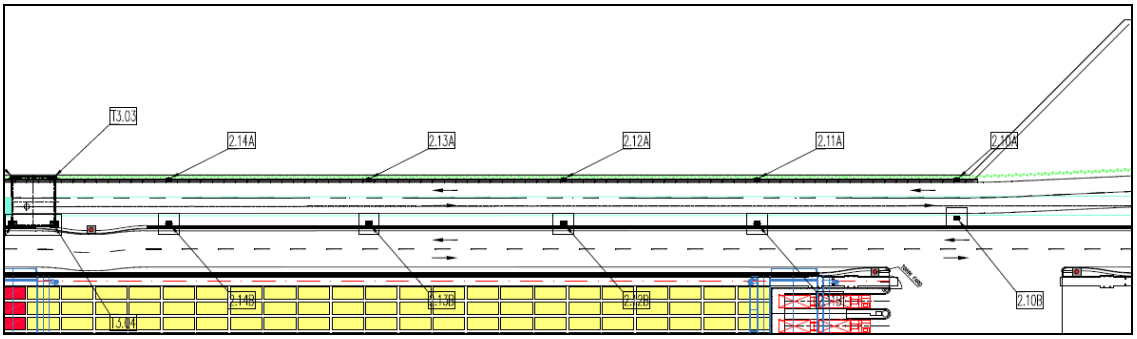


Fig. 7.2 - Planimetria nastro N2

STRESSES IN kN												
FOUNDATION	2.01A			2.01B			2.02A			2.02B		
KIND OF STRESSES	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy				Fz	Fx	Fy
DEAD LOADS	−275	0	0	−650	0	0	−275	0	0	−650	0	0
SERVICE LOAD	−50	±5	0	−150	±15	0	−50	±5	0	−150	±15	0
OPERATIVE WIND (100 km/h) Y DIRECTION	±280	0	0	±280	0	±240	±280	0	0	±280	0	±240
STORM WIND (180 km/h) Y DIRECTION	±850	0	0	±850	0	±700	±850	0	0	±850	0	±700
OPERATIVE WIND (100 km/h) X DIRECTION	0	±5	0	0	±5	0	0	±5	0	0	±5	0
STORM WIND (180 km/h) X DIRECTION	0	±15	0	0	±15	0	0	±15	0	0	±15	0
SEISMIC LOAD from X	±15	±6	0	±35	±6	0	±15	±6	0	±35	±6	0
SEISMIC LOAD from Y	±250	0	0	±250	0	±200	±250	0	0	±250	0	±200
FOUNDATION	2.03A			2.03B			2.04A			2.04B		
KIND OF STRESSES	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy
DEAD LOADS	−275	0	0	−650	0	0	−275	0	0	−650	0	0
SERVICE LOAD	−50	±5	0	−150	±15	0	−50	±5	0	−150	±15	0
OPERATIVE WIND (100 km/h) Y DIRECTION	±280	0	0	±280	0	±240	±280	0	0	±280	0	±240
STORM WIND (180 km/h) Y DIRECTION	±850	0	0	±850	0	±700	±850	0	0	±850	0	±700
OPERATIVE WIND (100 km/h) X DIRECTION	0	±5	0	0	±5	0	0	±5	0	0	±5	0
STORM WIND (180 km/h) X DIRECTION	0	±15	0	0	±15	0	0	±15	0	0	±15	0
SEISMIC LOAD from X	±15	±6	0	±35	±6	0	±15	±6	0	±35	±6	0
SEISMIC LOAD from Y	±250	0	0	±250	0	±200	±250	0	0	±250	0	±200

Tab. 7.3 - Carichi nastro N2 da 2.01 a 2.04

STRESSES IN kN																		
FOUNDATION	2.05A			2.05B			2.06A			2.06B			2.07A			2.07B		
KIND OF STRESSES	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy
DEAD LOADS	−275	0	0	−650	0	0	−275	0	0	−650	0	0	−275	0	0	−650	0	0
SERVICE LOAD	−50	±5	0	−150	±15	0	−50	±5	0	−150	±15	0	−50	±5	0	−150	±15	0
OPERATIVE WIND (100 km/h) Y DIRECTION	±280	0	0	±280	0	±240	±280	0	0	±280	0	±240	±280	0	0	±280	0	±240
STORM WIND (180 km/h) Y DIRECTION	±850	0	0	±850	0	±700	±850	0	0	±850	0	±700	±850	0	0	±850	0	±700
OPERATIVE WIND (100 km/h) X DIRECTION	0	±5	0	0	±5	0	0	±5	0	0	±5	0	0	±5	0	0	±5	0
STORM WIND (180 km/h) X DIRECTION	0	±15	0	0	±15	0	0	±15	0	0	±15	0	0	±15	0	0	±15	0
SEISMIC LOAD from X	±15	±6	0	±35	±6	0	±15	±6	0	±35	±6	0	±15	±6	0	±35	±6	0
SEISMIC LOAD from Y	±250	0	0	±250	0	±200	±250	0	0	±250	0	±200	±250	0	0	±250	0	±200
FOUNDATION	2.08A			2.08B			2.09A			2.09B			2.10A			2.10B		
KIND OF STRESSES	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy
DEAD LOADS	−275	0	0	−650	0	0	−275	0	0	−650	0	0	−275	0	0	−650	0	0
SERVICE LOAD	−50	±5	0	−150	±15	0	−50	±5	0	−150	±15	0	−50	±5	0	−150	±15	0
OPERATIVE WIND (100 km/h) Y DIRECTION	±280	0	0	±280	0	±240	±280	0	0	±280	0	±240	±280	0	0	±280	0	±240
STORM WIND (180 km/h) Y DIRECTION	±850	0	0	±850	0	±700	±850	0	0	±850	0	±700	±850	0	0	±850	0	±700
OPERATIVE WIND (100 km/h) X DIRECTION	0	±5	0	0	±5	0	0	±5	0	0	±5	0	0	±5	0	0	±5	0
STORM WIND (180 km/h) X DIRECTION	0	±15	0	0	±15	0	0	±15	0	0	±15	0	0	±15	0	0	±15	0
SEISMIC LOAD from X	±15	±6	0	±35	±6	0	±15	±6	0	±35	±6	0	±15	±6	0	±35	±6	0
SEISMIC LOAD from Y	±250	0	0	±250	0	±200	±250	0	0	±250	0	±200	±250	0	0	±250	0	±200

Tab. 7.4 - Carichi nastro N2 da 2.05 a 2.10

STRESSES IN kN												
FOUNDATION	2.11A			2.11B			2.12A			2.12B		
KIND OF STRESSES	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy
DEAD LOADS	−275	0	0	−650	0	0	−275	0	0	−650	0	0
SERVICE LOAD	−50	±5	0	−150	±15	0	−50	±5	0	−150	±15	0
OPERATIVE WIND (100 km/h) Y DIRECTION	±280	0	0	±280	0	±240	±280	0	0	±280	0	±240
STORM WIND (180 km/h) Y DIRECTION	±850	0	0	±850	0	±700	±850	0	0	±850	0	±700
OPERATIVE WIND (100 km/h) X DIRECTION	0	±5	0	0	±5	0	0	±5	0	0	±5	0
STORM WIND (180 km/h) X DIRECTION	0	±15	0	0	±15	0	0	±15	0	0	±15	0
SEISMIC LOAD from X	±15	±6	0	±35	±6	0	±15	±6	0	±35	±6	0
SEISMIC LOAD from Y	±250	0	0	±250	0	±200	±250	0	0	±250	0	±200
FOUNDATION	2.13A			2.13B			2.14A			2.14B		
KIND OF STRESSES	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy
DEAD LOADS	−275	0	0	−650	0	0	−275	0	0	−650	0	0
SERVICE LOAD	−50	±5	0	−150	±15	0	−50	±5	0	−150	±15	0
OPERATIVE WIND (100 km/h) Y DIRECTION	±280	0	0	±280	0	±240	±280	0	0	±280	0	±240
STORM WIND (180 km/h) Y DIRECTION	±850	0	0	±850	0	±700	±850	0	0	±850	0	±700
OPERATIVE WIND (100 km/h) X DIRECTION	0	±5	0	0	±5	0	0	±5	0	0	±5	0
STORM WIND (180 km/h) X DIRECTION	0	±15	0	0	±15	0	0	±15	0	0	±15	0
SEISMIC LOAD from X	±15	±6	0	±35	±6	0	±15	±6	0	±35	±6	0
SEISMIC LOAD from Y	±250	0	0	±250	0	±200	±250	0	0	±250	0	±200

Tab. 7.5 - Carichi nastro N2 da 2.11 a 2.14

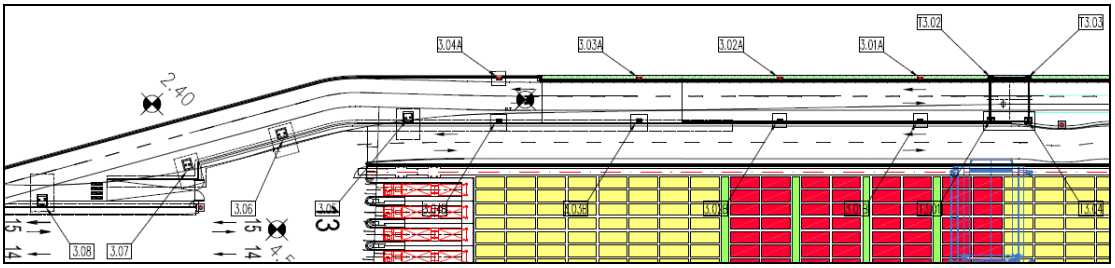


Fig. 7.3 - Planimetria nastro N3

STRESSES IN kN - BENDING MOMENT IN kNm																				
FOUNDATION	3.01A					3.01B					3.02A					3.02B				
KIND OF STRESSES	Fz	Fr	Ft	Mr	Mt	Fz	Fr	Ft	Mr	Mt	Fz	Fr	Ft	Mr	Mt	Fz	Fr	Ft	Mr	Mt
DEAD LOADS	−250	0	0	0	0	−545	0	0	0	0	−250	0	0	0	0	−780	0	0	0	0
SERVICE LOAD	−25	0	0	0	0	−46	0	0	0	0	−25	0	0	0	0	−70	0	0	0	0
OPERATIVE WIND (100 km/h) r DIRECTION	±125	0	0	0	0	±125	±120	0	0	0	±165	0	0	0	0	±165	±160	0	0	0
STORM WIND (180 km/h) r DIRECTION	±380	0	0	0	0	±380	±360	0	0	0	±495	0	0	0	0	±495	±470	0	0	0
OPERATIVE WIND (100 km/h) t DIRECTION	0	0	±5	0	0	0	0	±5	0	0	0	0	±5	0	0	0	0	±5	0	0
STORM WIND (180 km/h) t DIRECTION	0	0	±16	0	0	0	0	±16	0	0	0	0	±16	0	0	0	0	±16	0	0
SEISMIC LOAD from r	±165	0	0	0	0	±165	±155	0	0	0	±215	0	0	0	0	±215	±205	0	0	0
SEISMIC LOAD from t	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
THERMAL EXPANSION	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
FOUNDATION	3.03A					3.03B					3.04A					3.04B				
KIND OF STRESSES	Fz	Fr	Ft	Mr	Mt	Fz	Fr	Ft	Mr	Mt	Fz	Fr	Ft	Mr	Mt	Fz	Fr	Ft	Mr	Mt
DEAD LOADS	−100	0	0	0	0	−930	0	0	0	0	−90	0	0	0	0	−815	0	0	0	0
SERVICE LOAD	−9	0	0	0	0	−85	0	0	0	0	−8	0	0	0	0	−75	0	0	0	0
OPERATIVE WIND (100 km/h) r DIRECTION	±165	0	0	0	0	±165	±170	0	0	0	±145	0	0	0	0	±144	±150	0	0	0
STORM WIND (180 km/h) r DIRECTION	±495	0	0	0	0	±495	±470	0	0	0	±435	0	0	0	0	±435	±470	0	0	0
OPERATIVE WIND (100 km/h) t DIRECTION	0	0	±5	0	0	0	0	±5	0	0	0	0	±5	0	0	0	0	±5	0	0
STORM WIND (180 km/h) t DIRECTION	0	0	±20	0	0	0	0	±20	0	0	0	0	±20	0	0	0	0	±20	0	0
SEISMIC LOAD from r	±215	0	0	0	0	±215	±205	0	0	0	±190	0	0	0	0	±190	±180	0	0	0
SEISMIC LOAD from t	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
THERMAL EXPANSION	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tab. 7.6 - Carichi nastro N3 da 3.01 a 3.04

STRESSES IN kN - BENDING MOMENT IN kNm - soluzione con colonna in calcestruzzo																								
FOUNDATION	3.05						3.06						3.07						3.08					
KIND OF STRESSES	Fz	Fr	Ft	Mr	Mt	Mz	Fz	Fr	Ft	Mr	Mt	Mz	Fz	Fr	Ft	Mr	Mt	Mz	Fz	Fr	Ft	Mr	Mt	Mz
DEAD LOADS	−650		±80		+1250		−630		±90		+1750		−790		±100		+850		−1000		±115		+4650	
SERVICE LOAD	−70	−50			+560		−65	−50			+800		−90	+75			−930		−100	+70			+1170	
OPERATIVE WIND (100 km/h) r DIRECTION		±130			±600			±160			±750			±190			±780			±230			±950	
STORM WIND (180 km/h) r DIRECTION		±460			±2000			±440			±2500			±640			±2600			±760			±3150	
OPERATIVE WIND (100 km/h) t DIRECTION			±30	±60					±40	±75					±40	±180					±55	±280		
STORM WIND (180 km/h) t DIRECTION			±75	±195					±100	±250					±110	±600					±150	±760		
SEISMIC LOAD from r		±180			±1550			±180			±950			±230			±1000			±270			±1150	
SEISMIC LOAD from t			±190	±1050		±200			±180	±950		±800			±230	±1000		±240			±480	±1870		±1500
SEISMIC LOAD from z	±50				±140		±50				±160		±60				±100		±80				±400	
THERMAL EXPANSION																								

Tab. 7.7 - Carichi nastro N3 da 3.05 a 3.08

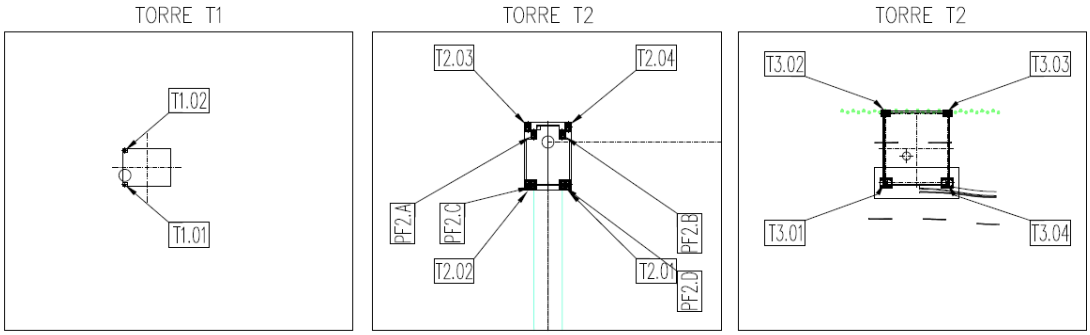


Fig. 7.4 - Planimetrie di dettaglio delle torri

STRESSES IN kN - BENDING MOMENT IN kNm						
FOUNDATION	T1.01			T1.02		
KIND OF STRESSES	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy
DEAD LOADS	−330	±30	0	−220	±30	0
SERVICE LOAD	−35	±5	0	−15	±5	0
OPERATIVE WIND (100 km/h) X DIRECTION	±95	±25	0	±60	±25	0
STORM WIND (180 km/h) X DIRECTION	±260	±90	0	±180	±60	0
OPERATIVE WIND (100 km/h) Y DIRECTION	0	0	±20	0	0	±15
STORM WIND (180 km/h) Y DIRECTION	0	0	±60	0	0	±40
SEISMIC LOAD from X	±220	±130	0	±165	±60	0
SEISMIC LOAD from Y	0	0	±10	0	0	±10

Tab. 7.8 - Carichi torre T1

STRESSES IN kN												
FOUNDATION	T2.01			T2.02			T2.03			T2.04		
KIND OF STRESSES	Fz	Fx	Fy	Fz	Fr	Ft	Fz	Fr	Ft	Fz	Fr	Ft
DEAD LOADS	−450	0	0	−50	0	0	−50	0	0	−450	0	0
SERVICE LOAD	−350	0	±55	+350	0	±55	+350	0	±55	−350	0	±55
OPERATIVE WIND (100 km/h) Y DIRECTION	±150	±50	±50	±150	±50	±50	±150	±50	±50	±150	±50	±50
STORM WIND (180 km/h) Y DIRECTION	±450	±150	±150	±450	±150	±150	±450	±150	±150	±450	±150	±150
SEISMIC LOAD SLV from Y	±350	±120	±120	±350	±120	±120	±350	±120	±120	±350	±120	±120

Tab. 7.9 - Carichi torre T2_a

STRESSES IN kN												
FOUNDATION	PF2.A			PF2.B			PF2.C			PF2.D		
KIND OF STRESSES	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy
DEAD LOADS	−100	±10	±10	−100	±10	±10	−100	±10	±10	−100	±10	±10
SERVICE LOAD	−100	−60	±10	−100	−60	±10	−100	−60	±10	−100	−60	±10
OPERATIVE WIND (100 km/h) Y DIRECTION	±55	0	±20	±55	0	±20	±55	0	±20	±55	0	±20
STORM WIND (180 km/h) Y DIRECTION	±160	0	±50	±160	0	±50	±160	0	±50	±160	0	±50
OPERATIVE WIND (100 km/h) X DIRECTION	±35	±30	0	±35	±30	0	±35	±30	0	±35	±30	0
STORM WIND (180 km/h) X DIRECTION	±100	±80	0	±100	±80	0	±100	±80	0	±100	±80	0
SEISMIC LOAD from X	±300	±250	0	±300	±250	0	±300	±250	0	±300	±250	0
SEISMIC LOAD from Y	±50	0	±20	±50	0	±20	±50	0	±20	±50	0	±20
THERMAL EXPANSION	±200	±150	0	±200	±150	0	±200	±150	0	±200	±150	0

Tab. 7.10 - Carichi torre T2_b

STRESSES IN kN												
FOUNDATION	T3.01			T3.02			T3.03			T3.04		
KIND OF STRESSES	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy
DEAD LOADS	−400	0	0	−350	0	0	−415	0	0	−510	0	0
SERVICE LOAD	±50	±70	0	±50	±70	0	±50	±70	0	±50	±70	0
OPERATIVE WIND (100 km/h) X DIRECTION	±70	±50	0	±70	±50	0	±70	±50	0	±70	±50	0
STORM WIND (180 km/h) X DIRECTION	±200	±100	0	±200	±100	0	±200	±100	0	±200	±100	0
OPERATIVE WIND (100 km/h) Y DIRECTION	±230	0	±85	±230	0	±85	±200	0	±85	±200	0	±85
STORM WIND (180 km/h) Y DIRECTION	±650	0	±300	±650	0	±300	±500	0	±300	±500	0	±300
SEISMIC LOAD from X	±1400	±750	0	±900	±500	0	±900	±500	0	±1400	±750	0
SEISMIC LOAD from Y	±200	0	±150	±200	0	±150	±200	0	±150	±200	0	±150

Tab. 7.11 - Carichi torre T3

7.5. Azione termica

L'azione termica è valutata in base al valore di ΔTu = ± 15°C per strutture in c.a. e c.a.p. esposte secondo il paragrafo 3.5.5 delle NTC.

7.6. Vento

L'azione del vento viene valutata mediante l'espressione n.3.3.1 delle NTC.

Zona	Descrizione	vb,0 [m/s]	a0 [m]	ka	[1/s]
7	Liguria	28	1000		0,015

a_s = 4.50 m.s.l.m.m.

vb = $v_{b,0}$ = 28 m/s per as < a0

La pressione statica equivalente è pari a:

$p = q_b \, c_e \, c_p \, c_d$

q_b è la pressione cinetica di riferimento = $\rho * v_b^2/2 = 1.25 * 28^2/2 = 490$ N/m^2

dove ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m^3.
c_t è il coefficiente di topografia, posto di regola uguale a 1.
c_e è il coefficiente di esposizione da calcolare tenendo conto della classe di rugosità del terreno, nel caso in esame è D, e della zona (zona 7 Liguria) in base alla tabella qui di seguito riportata:

Categoria di esposizione del sito	k_r	*z0 [m]*	*zmin [m]*
III	0.20	0.10	5

Essendo $z > z_{min} = 5$ m l'espressione di c_e è la seguente:

$$c_e(z) = k_r^2 \, c_t \ln(z/z_0) \, [7 + c_t \ln(z/z_0)] \qquad \text{per } z \geq z_{min}$$

$c_e = 2.66$
c_p è il coefficiente di forma pari a +0.8 sopravento e -0.4 sottovento (come indicato nelle Istruzioni per l'applicazione delle NTC)
c_d è il coefficiente dinamico = 1
Pertanto la pressione del vento vale:
p = 490 * 2.66 *0.8 * 1 = 1043.042 N/m^2 sopravento
p = 490 * 2.66 *0.4 * 1 = 521.521 N/m^2 sottovento
da cui si ottiene la risultante pari a:
p = 1043.042 + 521.521= 1564 N/m^2 = 1.6 kN/m^2

Si procede alla valutazione dell'azione tangenziale del vento dovuta alla presenza di pannelli con geometria esterna scabra secondo l'espressione:
$p_f = q_b \, c_e \, c_f = 490 * 2.66 * 0.04 = 52.136$ N/m^2
dove il valore di c_f si ricava dalle Istruzioni per l'applicazione delle NTC.

7.7. Azione sismica (E)

Le azioni sismiche di progetto sono state definite, in accordo con il § 3.2 delle NTC, a partire dalla *pericolosità sismica di base* del sito e dagli approfondimenti raggiunti con le analisi della risposta sismica locale, riportate nell'elaborato MI010P-PE-G-G-R-1208 Liquefazione e pericolosità sismica.

Nella suddetta relazione, l'azione in questione viene rappresentata mediante uno spettro elastico di progetto che tiene conto delle caratteristiche specifiche di risposta sismica del profilo stratigrafico in sito, in ottemperanza con quanto previsto dalle Norme Tecniche di cui al DM 14/01/2008, paragrafo 3.2.2 "Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche". Quivi si specifica che *ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi.* Inoltre, nel par. 3.2.3.2.1 "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali", si asserisce che *per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale.*

In considerazione delle particolari caratteristiche dei terreni di fondazione della piastra multifunzionale di Vado Ligure è stato considerato opportuno determinare la risposta sismica locale sulla base di accelerogrammi, accogliendo così il suggerimento contenuto nel DM 14/01/2008.
A tal fine, si è adottata una modellazione idromeccanica accoppiata (analisi alle tensioni efficaci) applicando in superficie (fondale marino) un carico statico uniformemente distribuito. Il profilo stratigrafico del sottosuolo in sito, in termini di moduli elastici (velocità di propagazione), è stato ricostruito a partire dai risultati delle indagini condotte in sito (prove penetrometriche dinamiche e statiche, dilatometro sismico). Successivamente, sono stati selezionati alcuni accelerogrammi reali con opportune caratteristiche per l'analisi di risposta sismica locale. Con tali accelerogrammi, ed il profilo stratigrafico suddetto, è stato calcolato attraverso analisi non lineari di propagazione monodimensionale (1D) delle onde sismiche il moto del suolo in superficie e, da questo, gli spettri di risposta al livello del fondale. Da questi ultimi è stato ricavato uno spettro di progetto medio rappresentativo da impiegare nelle verifiche di progetto.

Si riporta di seguito la definizione della pericolosità sismica in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g su suolo di categoria A e di spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_d(T)$, con riferimento ai diversi stati limite defini-

ti, al § 3.2.1 delle NTC, dalle probabilità di superamento (P_{VR}) nel periodo di riferimento (V_R).

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera deve assolvere durante un evento sismico; nel caso in esame, per la funzione che l'opera deve espletare nella corso della sua vita utile, è significativo fare riferimento allo Stato Limite di Danno e di Operatività (SLD e SLO) per l'esercizio e allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali.

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) nei confronti delle azioni verticali.

Per Stato Limite di Operatività (SLO) si intende che l'opera a seguito del terremoto a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$V_R = V_N \cdot C_u$

La vita nominale dell'opera è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.
La vita nominale (V_N) delle opere oggetto della presente relazione è stata assunta pari a 50 anni in accordo con la Tab. 2.4.I delle NTC.

La classe d'uso assunta è:
- Classe II per le opere di sostegno: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

- Classe IV per le opere di fondazione a sostegno del nastro trasportatore: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II. delle NTC.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tab. 7.12 - Valori del coefficiente d'uso C_U (Tabella 2.4.II delle NTC)

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso è pertanto:
$V_R = V_N \cdot C_u = 50$ anni per le opere di sostegno
$V_R = V_N \cdot C_u = 100$ anni per le opere di fondazione a sostegno del nastro trasportatore

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR}, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente sono:
$P_{VR}(SLV) = 10\%$
$P_{VR}(SLD) = 63\%$
$P_{VR}(SLO) = 81\%$
I periodi di ritorno dell'azione sismica T_R espressi in anni valgono:

$$T_R(SLV) = -\frac{Vr}{\ln(1-Pvr)} = 949 \text{ anni}$$

$$T_R(SLD) = -\frac{Vr}{\ln(1-Pvr)} = 101 \text{ anni}$$

$$T_R(SLO) = -\frac{Vr}{\ln(1-Pvr)} = 60 \text{ anni}$$

Le forme spettrali sono definite da tre parametri (ag, Fo e Tc*) ricavabili per doppia interpolazione (su T_R e sulla distanza del punto considerato dai 4 nodi più vicini del reticolo di riferimento) dei valori riportati in allegato A delle NTC.
$a_g \rightarrow$ accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
$F_0 \rightarrow$ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
$T^*_c \rightarrow$ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
$S \rightarrow$ coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (Ss) e dell'amplificazione topografica (St).

L'opera ricade all'incirca alle coordinate geografiche 8.45°E e 44.27°N. L'interpolazione, condotta tra i punti di griglia ID 17354, 17355, 17577 e 17576,

conduce alle seguenti terne di caratteristiche sismiche (a_g, F_0, T^*_c) per i diversi valori di P_{VR}, cui corrispondono i relativi periodi di ritorno T_r:

P_{VR}	T_r	a_g	F_0	T^*_c
10	949	0.075	2.637	0.324
63	101	0.033	2.568	0.224
81	60	0.027	2.541	0.198

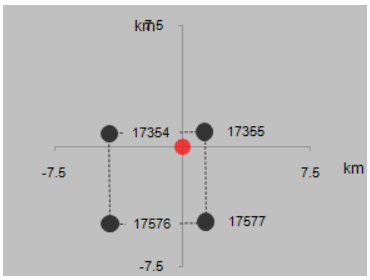


Fig. 7.5 - Localizzazione del punto rappresentativo del sito di impianto rispetto ai punti di griglia rappresentativi adiacenti.

Si riportano di seguito gli spettri di progetto elastico per le verifiche allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e allo Stato Limite di Collasso (SLC) ottenuti dalla relazione MI010P-PE-G-G-R-1208. Si rimanda alla medesima relazione per una descrizione più dettagliata dei risultati ottenuti.

Tab. 7.13 - Valori di riferimento per lo spettro medio linearizzato di progetto per valori di smorzamento $\xi = 5\%$

TAB. 8-1 - VADO LIGURE – NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE –VALORI DI RIFERIMENTO PER LO SPETTRO MEDIO LINEARIZZATO DI PROGETTO PER VALORI DI SMORZAMENTO $\xi = 5\%$.

Tr=475 anni		Tr=975 anni	
T,s	Sa, g	T,s	Sa, g
0.03 (a_{max})	0.15	0.02 (a_{max})	0.200
0.33 (T_B)	0.380	0.38 (T_B)	0.550
0.63 (T_C)	0.380	0.74 (T_C)	0.550
0.70	0.301	0.75	0.534
0.75	0.259	0.75	0.534
0.80	0.225	0.80	0.463
0.90	0.173	0.90	0.358
1.00	0.138	1.00	0.284
1.20	0.092	1.20	0.190
1.40	0.066	1.40	0.135
1.60	0.049	1.60	0.101
1.80	0.038	1.80	0.078
2.00	0.030	2.00	0.062
2.20	0.024	2.20	0.050
2.50	0.018	2.50	0.038
3.00	0.012	3.00	0.025

Di seguito in tabella si riportano i valori degli spettri precedenti adattati ai tempi di ritorno richiesti nelle analisi.

Tab. 7.14 - Valori di riferimento per lo spettro medio linearizzato di progetto per valori di smorzamento $\xi = 5\%$ - Tr = 60 anni e 949 anni

Tr = 60 anni		Tr = 949 anni	
T,s	Sa,g	T,s	Sa,g
0.000	0.069	0.000	0.193
0.185	0.176	0.237	0.509
0.556	0.176	0.711	0.509
0.611	0.160	0.768	0.471
0.666	0.147	0.824	0.439
0.721	0.136	0.881	0.411
0.775	0.126	0.938	0.386
0.830	0.118	0.994	0.364
0.885	0.111	1.051	0.344
0.940	0.104	1.107	0.327
0.995	0.099	1.164	0.311
1.050	0.093	1.220	0.297
1.104	0.089	1.277	0.283
1.159	0.085	1.333	0.271
1.214	0.081	1.390	0.260
1.269	0.077	1.446	0.250
1.324	0.074	1.503	0.241
1.378	0.071	1.559	0.232
1.433	0.068	1.616	0.224
1.488	0.066	1.672	0.216
1.543	0.064	1.729	0.209
1.598	0.061	1.785	0.203
1.652	0.059	1.842	0.196
1.707	0.057	1.898	0.191
1.816	0.051	1.998	0.172
1.926	0.045	2.099	0.156
2.035	0.040	2.199	0.142
2.144	0.036	2.299	0.130
2.253	0.033	2.399	0.119
2.362	0.030	2.499	0.110
2.472	0.027	2.599	0.102
2.581	0.025	2.699	0.094
2.690	0.023	2.799	0.088
2.799	0.021	2.899	0.082
2.908	0.020	2.999	0.076
3.017	0.018	3.099	0.072
3.127	0.017	3.199	0.067
3.236	0.016	3.299	0.063
3.345	0.015	3.400	0.059
3.454	0.014	3.500	0.056
3.563	0.013	3.600	0.053
3.672	0.012	3.700	0.050
3.782	0.012	3.800	0.048
3.891	0.011	3.900	0.045
4.000	0.010	4.000	0.043

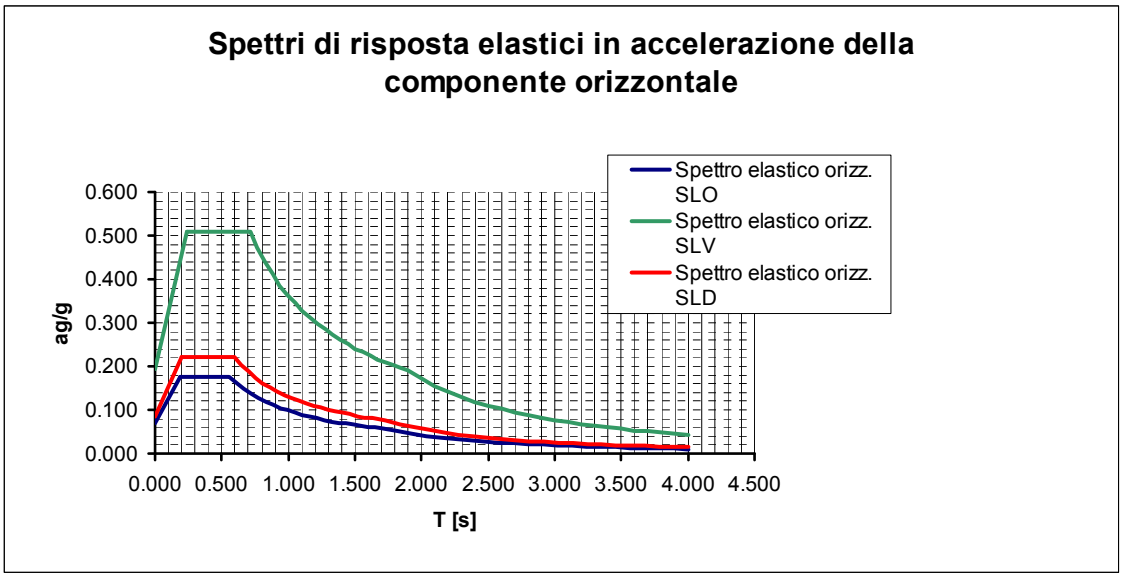


Fig. 7.6 - Spettri di risposta elastici in accelerazione della componente orizzontale

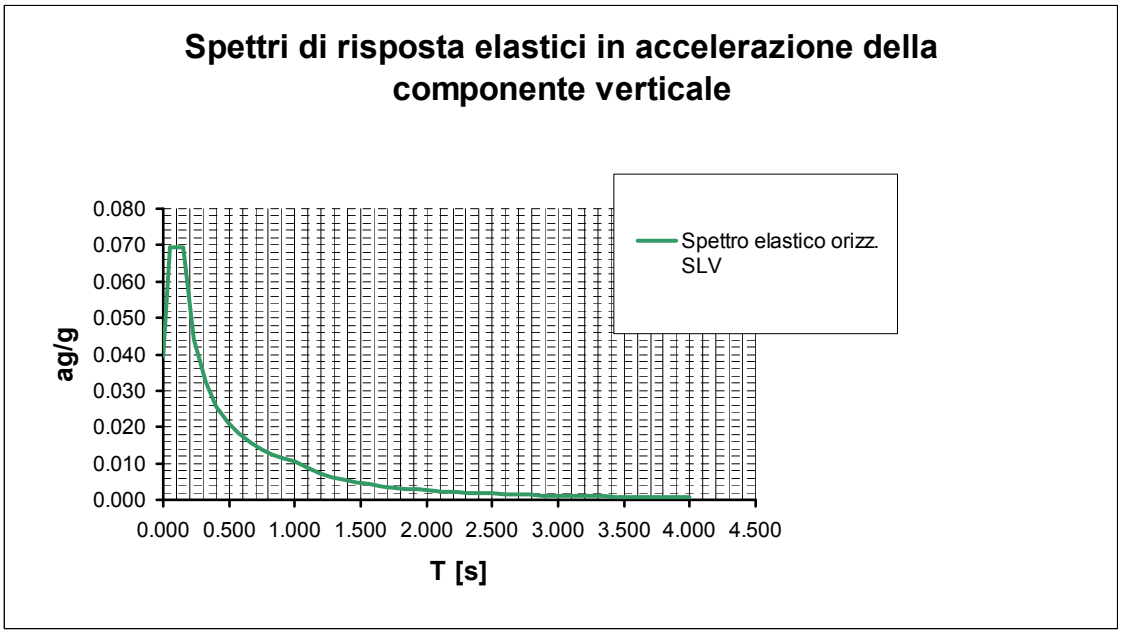


Fig. 7.7 - Spettri di risposta elastici in accelerazione della componente verticale

Si considera la completa regolarità della struttura secondo la definizione data dalla normativa ai fini della determinazione del fattore di struttura q.

$q = q_0 K_R$

La Normativa prescrive per il fattore riduttivo K_R il valore 1 per edifici regolari, 0.8 per edifici non regolari.

Nei calcoli sismici si assume dunque

$K_R = 1$.

Per quanto riguarda il valore di q_0, con riferimento alle tipologie strutturali descritte al punto 7.4.3.1 delle NTC, la struttura della sola pila a mensola è ascrivibile alla tipologia "a pendolo inverso", infatti almeno il 50% della massa è localizzata nel terzo superiore dell'altezza della costruzione.

In classe di duttilità bassa (CD "B") secondo la tabella 7.4.I il valore di q_0 vale 1.5.

Pertanto viene applicato il fattore di struttura

$q = q_0 K_R = 1.5 * 1.0 = 1.5$.

Di seguito si riportano gli spettri di risposta di progetto per gli stati limite di vita, di danno e di operatività.

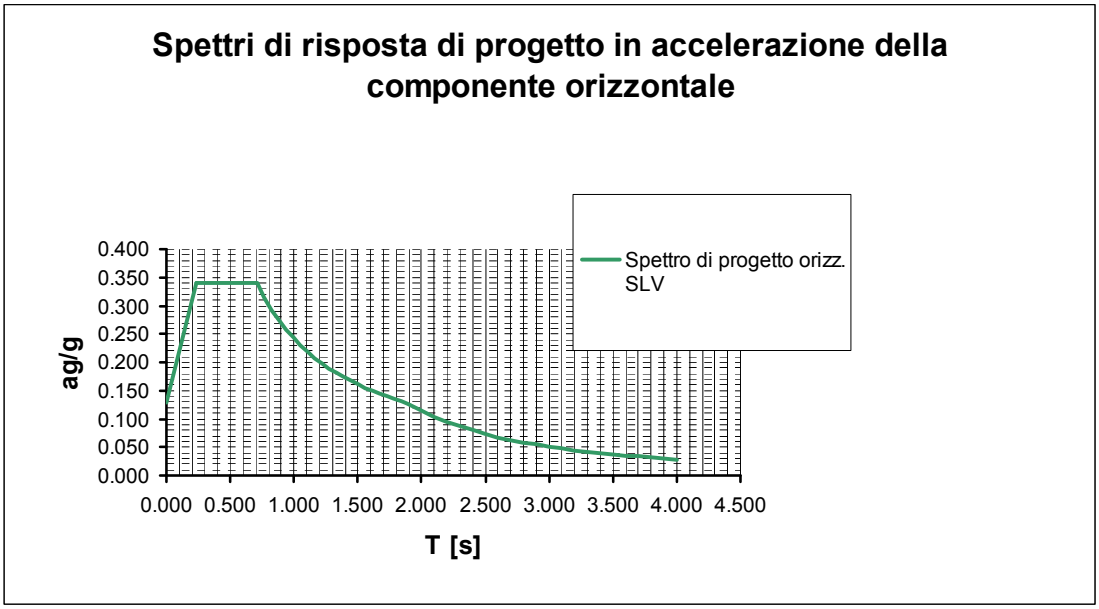


Fig. 7.8 - Spettri di risposta di progetto in accelerazione della componente orizzontale

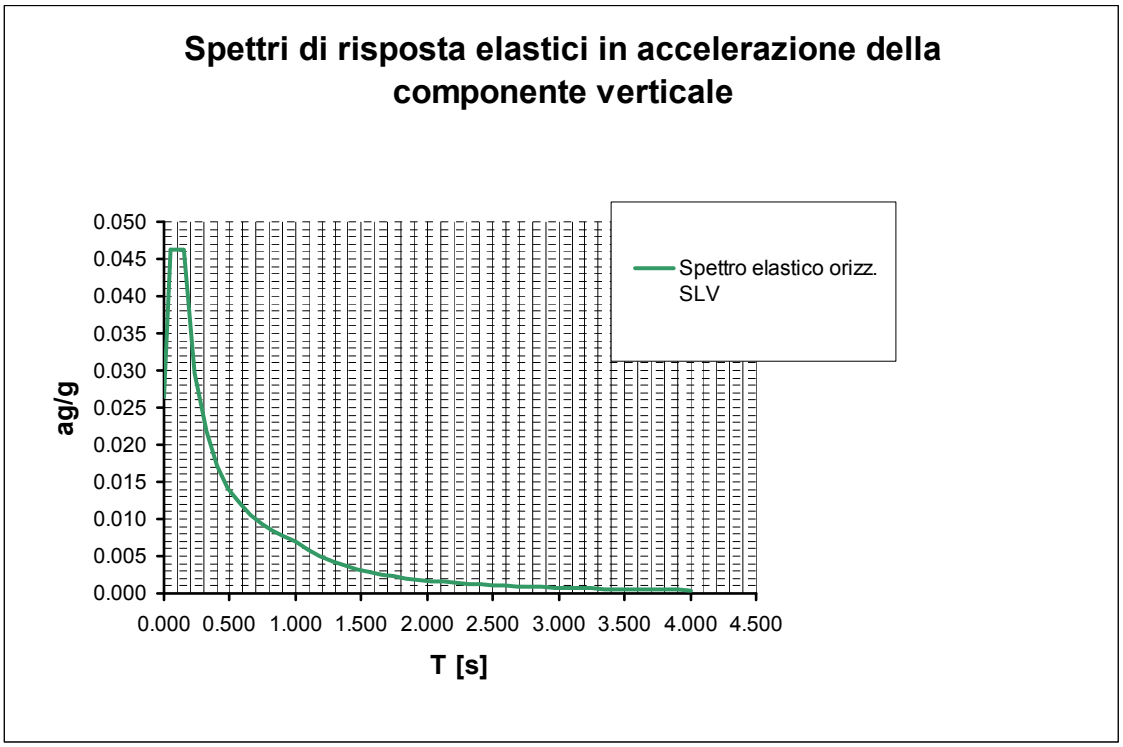


Fig. 7.9 - Spettri di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale

7.7.1. Azioni sismiche per opere di sostegno

7.7.1.1 Accelerazione sismica di progetto

Per il calcolo delle strutture oggetto della relazione l'accelerazione massima a_{max} al suolo per Tr=475 anni è di 0.15 g, come indicato nella Relazione di Valutazione della pericolosità sismica e verifica di liquefazione.

In particolare il coefficiente sismico orizzontale per analisi pseudostatiche k_h è così definito:

$k_h = \beta_m * a_{max}$

dove:

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito = 0.24;

Si ottiene:

$k_h = (\beta_m * S * a_{max})/g = 0.24 * 1.8 * 0.15 * g/g \cong 0{,}0648$

Il contributo della componente verticale dell'accelerazione sismica $k_{v = \pm}.0.5\ k_h$.

7.7.1.2 Spinta del terreno in fase sismica

Le modellazioni effettuate nella relazione di calcolo geotecnico sono prevalentemente modellazioni bidimensionali (tipicamente sezioni in stato piano di deformazione). In questi casi, nell'ambito dei metodi quasi statici, si applica a tutta la sezione modellata il campo di k_h di progetto nelle due direzioni (negativa e positiva dell'asse delle ascisse). Essendo il modello a massa diffusa, ne viene un campo di sollecitazione uniformemente distribuito che simula in maniera quasi statica l'azione del sisma e sulla base del quale si valuta la stabilità globale della sezione e si calcolano le azioni negli elementi strutturali.

7.7.1.3 Spinta idrodinamica in fase sismica

In presenza di acqua libera sui palancolati è necessario tenere in conto della sovrappressione dell'acqua dovuta all'effetto idrodinamico, avente risultante pari a

$$E_{d,w} = \mp \frac{7}{12} k_h \gamma_w h^2$$

essendo h l'altezza del pelo libero dalla quota di valle del terreno; tale risultante è applicata a 3/5 h dalla quota del pelo libero.

Se l'acqua (libera) è presente sia davanti che dietro la struttura/parete, il contributo dell'acqua a tergo verrà moltiplicato per un coefficiente pari a 0,7.

8. FATTORI DI CARICO

Riportiamo di seguito i fattori di carico (coefficienti parziali γ ed il prodotto $\psi * \gamma$ tra coefficienti di combinazione ψ ed i coefficienti parziali γ) relativi ai carichi agenti sulle strutture in esame per la verifica agli stati limite

8.1. Stato limite ultimo: Approccio 1 comb. 1 e Approccio 2

Situazioni persistenti e transitorie (STR):

Combinazioni delle azioni in esercizio a lungo termine:

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLU	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,3	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi di esercizio	Variabile	γ_Q=1,5	γ_Q=1,0
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,1}$=0,6
4	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,2}$=0,6
5	Spinta del terreno	Permanente	γ_G=1,3	γ_G=1,0
6	Sovraccarico accidentale a tergo	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,3}$=1,0

Situazioni di progetto sismiche

Combinazioni delle azioni in esercizio a lungo termine in condizioni sismiche (sisma con tempo di ritorno 475 anni):

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLV	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi di esercizio	Variabile	γ_Q=1,0	γ_Q=1,0
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,1}$=0,0
4	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,2}$=0,0
5	Spinta del terreno	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
6	Sovraccarico accidentale a tergo	Variabile	γ_G=1,0	$\psi_{2,3}$=0,8
7	Sisma	Sismico	γ_E=1,0	γ_E=1,0

Situazioni di progetto eccezionali

Combinazioni delle azioni in condizioni eccezionali:

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI ECCEZIONALI	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi di esercizio	Variabile	γ_Q=1,0	γ_Q=1,0
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,1}$=0,0
4	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,2}$=0,0
5	Spinta del terreno	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
6	Sovraccarico accidentale a tergo	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,3}$=0,8
7	Sovraccarico eccezionale	Eccezionale	γ_A=1,0	γ_A=1,0

8.2. Stato limite ultimo: Approccio 1 comb. 2

Situazioni persistenti e transitorie (GEO)

Combinazioni delle azioni in esercizio a lungo termine:

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLU	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi di esercizio	Variabile	γ_Q=1,3	γ_Q=1,0
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,3	$\psi_{0,1}$=0,6
4	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,3	$\psi_{0,2}$=0,6
5	Spinta del terreno	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
6	Sovraccarico accidentale a tergo	Variabile	γ_Q=1,3	$\psi_{0,3}$=1,0

Situazioni di progetto sismiche (SLV)

Combinazioni delle azioni in esercizio a lungo termine in condizioni sismiche (sisma con tempo di ritorno 475 anni):

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLU	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi di esercizio	Variabile	γ_Q=1,0	γ_Q=1,0
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,1}$=0,0
4	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,2}$=0,0
5	Spinta del terreno	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
6	Sovraccarico accidentale a tergo	Variabile	γ_G=1,0	$\psi_{2,3}$=0,8
7	Sisma	Sismico	γ_A=1,0	γ_A=1,0

Situazioni di progetto eccezionali

Combinazioni delle azioni in condizioni eccezionali:

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI ECCEZIONALI	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi di esercizio	Variabile	γ_Q=1,0	γ_Q=1,0
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,1}$=0,0
4	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,2}$=0,0
5	Spinta del terreno	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
6	Sovraccarico accidentale a tergo	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,3}$=0,8
7	Sovraccarico eccezionale	Eccezionale	γ_E=1,0	γ_E=1,0

8.3. Stato limite ultimo: EQU

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLU (EQU)	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,1	γ_G=0,9
2	Sovraccarichi di esercizio	Variabile	γ_Q=1,5	γ_Q=1,0
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,1}$=0,6
4	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,2}$=0,6
5	Spinta del terreno	Permanente	γ_G=1,1	γ_G=0,9
6	Sovraccarico accidentale a tergo	Variabile	γ_Q=1,5	$\psi_{0,3}$=1,0

8.4. Stati limite di esercizio

Combinazione rara

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLE RARA	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi di esercizio	Variabile	γ_Q=1,0	γ_Q=1,0
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{0,1}$=0,6
4	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{0,2}$=0,6
5	Spinta del terreno	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
6	Sovraccarico accidentale a tergo	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{0,3}$=1,0

Combinazione frequente

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLE FREQ.	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi di esercizio	Variabile	γ_Q=1,0	γ_Q=1,0
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{1,1}$=0,2 $\psi_{2,1}$=0,0
4	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{1,2}$=0,5 $\psi_{2,2}$=0,0
5	Spinta del terreno	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
6	Sovraccarico accidentale a tergo	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{1,3}$=0,9 $\psi_{2,3}$=0,8

Combinazione quasi permanente

AZIONI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE			COMBINAZIONI SLE Q.P..	
	Azione	Tipo		
1	Carichi permanenti	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
2	Sovraccarichi di esercizio	Variabile	γ_Q=1,0	γ_Q=1,0
3	Sovraccarichi accidentali (vento)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,1}$=0,0
4	Sovraccarichi accidentali (temp.)	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,2}$=0,0
5	Spinta del terreno	Permanente	γ_G=1,0	γ_G=1,0
6	Sovraccarico accidentale a tergo	Variabile	γ_Q=1,0	$\psi_{2,3}$=0,8

9. ANALISI E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI DELLE OPERE DI FONDAZIONE E DI SOSTEGNO

Le fondazioni del nastro trasportatore, come già accennato in precedenza, sono di diverse tipologie.
Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche devono essere effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:
- SLU di tipo strutturale (STR)
- SLU di tipo geotecnico (GEO)
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa

Le verifiche verranno condotte applicando:
- l'**Approccio 1 comb. 2 (A2+M1/M2+R2)** delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/1/2008), e pertanto con:
  - il set di coefficienti moltiplicatori dei carichi tipo "A2" di cui alla tab 2.6.I delle NTC;
  - i coefficienti parziali del set M1 per i parametri geotecnici del terreno (fondazioni profonde);
  - i coefficienti parziali del set M2 per i parametri geotecnici del terreno (fondazioni superficiali);
  - il set R2 di coefficienti parziali γ_R, indicato dalla tabella 6.4.I delle NTC.

- l'**Approccio 2 (A1+M1+R3)** delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/1/2008), e pertanto con:
  - il set di coefficienti moltiplicatori dei carichi tipo "A1" di cui alla tab 2.6.I delle NTC;

– i coefficienti parziali del set M1 per i parametri geotecnici del terreno, tutti pari a 1.0;
– il set R3 di coefficienti parziali γ_R, indicato dalla tabella 6.4.I delle NTC.

Tab. 9.1 - Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali (tab. 6.4.I delle NTC)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE **(R1)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R2)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R3)**
Capacità portante	γ_R = 1,0	γ_R = 1,8	γ_R = 2,3
Scorrimento	γ_R = 1,0	γ_R = 1,1	γ_R = 1,1

Tab. 9.2 - Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni profonde (tab. 6.4.II delle NTC)

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	**(R1)**	**(R2)**	**(R3)**	**(R1)**	**(R2)**	**(R3)**	**(R1)**	**(R2)**	**(R3)**
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 9.3 - Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (tab. 6.4.IV delle NTC)

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

I calcoli sono stati eseguiti con l'ausilio del codice di calcolo ad elementi finiti SAP2000 ver. 16.1.1.

Nei paragrafi successivi verranno analizzate le fondazioni e le opere di sostegno nel dettaglio.

9.1. Fondazioni 3.05, 3.06 e 3.07

La fondazione a mensola in oggetto consiste in una suola di fondazione di lunghezza 6.5 m, larghezza 5 m ed altezza 1.5 m. La fondazione è sormontata da una colonna, incastrata alla base, di dimensioni in pianta pari a 1.8 m x 1.7 m, ed altezza 7.25 m.

9.1.1. Descrizione del modello

Il modello di calcolo agli elementi finiti è stato realizzato basandosi sulle geometrie ed i carichi della fondazione 3.06, in quanto maggiormente gravosi.

Il modello è costituito da elementi tipo *shell* per la modellazione sia della colonna verticale sulla quale in sommità agiscono i carichi provenienti dal carbonodotto, sia per la fondazione supportata da micropali.

I carichi, provenienti dalle tabelle di cui al paragrafo 7.4, sono stati assegnati ad un *Master joint* in sommità della colonna il quale poi ripartisce, mediante un *body constrain*, le sollecitazioni ai vari nodi della colonna, la quale poi li riporta in fondazione.

Il fusto della colonna è stato modellato con delle *shell* aventi rigidezza equivalente della colonna intera.

I micropali sono stati schematizzati con delle rigidezze equivalenti ai singoli nodi per valutare meglio sia i cedimenti che le sollecitazioni nella suola di fondazione e nei singoli micropali.
La rigidezza verticale in direzione z è stata calcolata nel seguente modo:

$k_v = E*A/L = 30000000*0.07065/11 = 193000$ kN/m

La rigidezza orizzontale in direzione x e y invece è stata valutata nel seguente modo:

$$k_h = \frac{E}{D\cdot\left(1-\nu^2\right)}\cdot\sqrt[12]{\frac{E\cdot D^4}{E_p\cdot J_p}} = \frac{114000}{0.3\cdot\left(1-0.27^2\right)}\cdot\sqrt[12]{\frac{114000\cdot 0.3^4}{30000000\cdot 0.000398}} = 331000 kN/m^3$$

i

n cui:

E è il modulo elastico del terreno di fondazione del primo strato;
v è il coefficiente di Poisson del terreno;
E_p è il modulo elastico del calcestruzzo dei pali;
D è il diametro del palo;
J_p è la rigidezza del palo.

Si è quindi valutato il cedimento orizzontale di un singolo palo soggetto a forza unitaria:
d = 0.0000017
ottenendo così una costante pari a:

K_{wh} = 1/0.0000017 = 588000 kN/m

Per l'effetto dovuto al gruppo di pali si applica un coefficiente di 0.15, ottenendo così una rigidezza orizzontale in entrambe le direzioni pari a:

$K_{wph} = K_{wh} * c = 588000*0.15 = 88000$ kN/m

A favore di sicurezza si considera una costante di 100000 kN/m

Di seguito si riporta il modello FEM utilizzato.

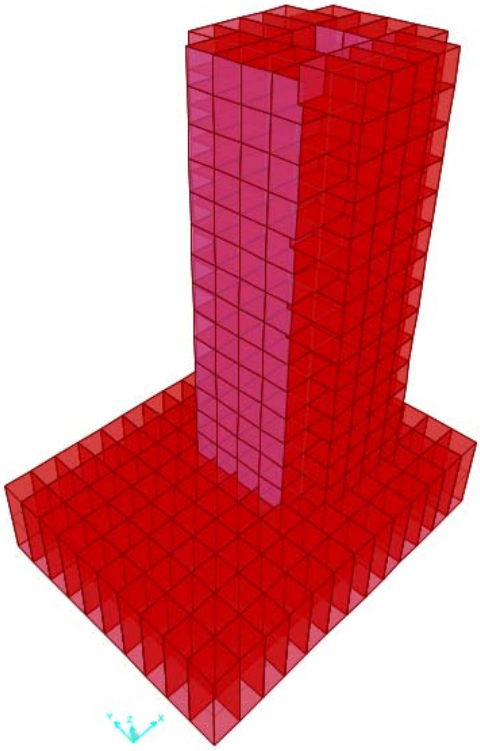


Fig. 9.1 - Modello 3D delle fondazioni 3.05-3.06-3.07

9.1.2. Risultati dell'analisi

Di seguito si riportano i valori di sollecitazione massimi sulla fondazione.
I valori sono espressi in kN/m e kNm/m.

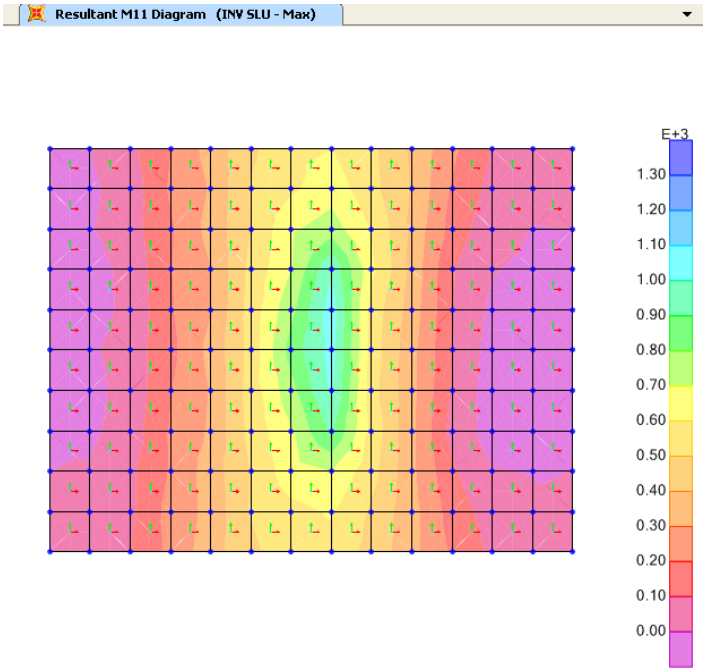


Fig. 9.2 - Combinazione INV SLU: Momenti M11

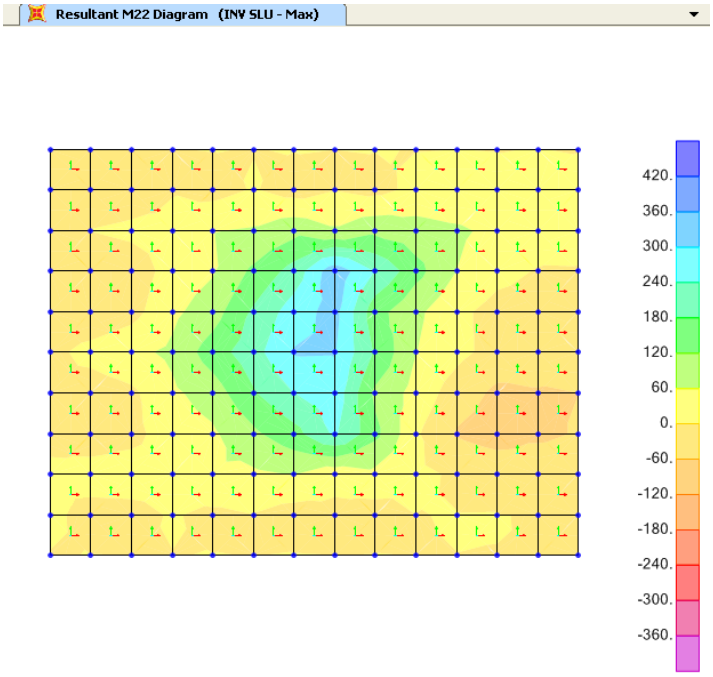


Fig. 9.3 - Combinazione INV SLU: Momenti M22

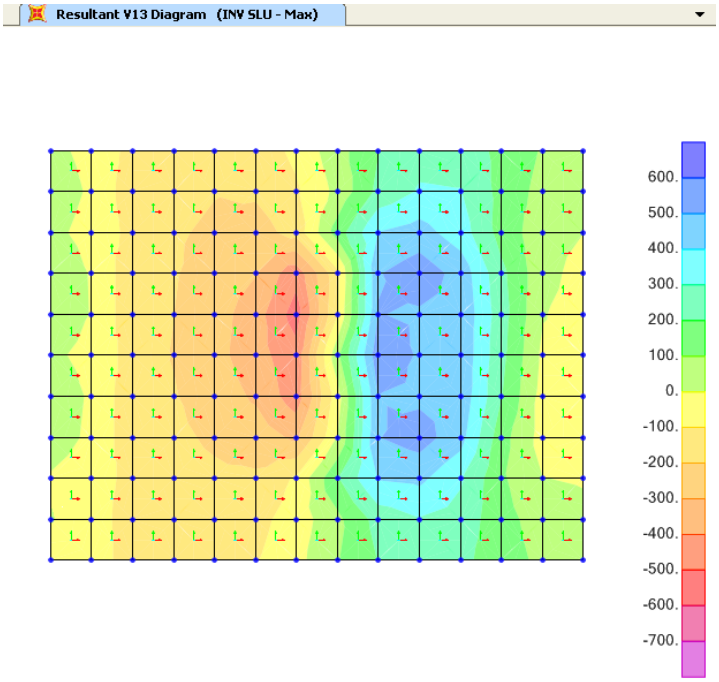


Fig. 9.4 - Combinazione INV SLU: Tagli V13

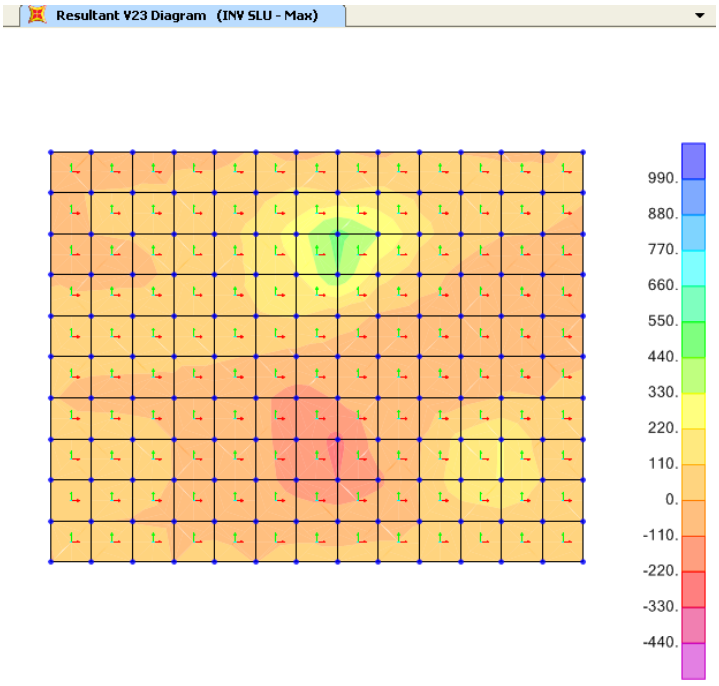


Fig. 9.5 - Combinazione INV SLU: Tagli V23

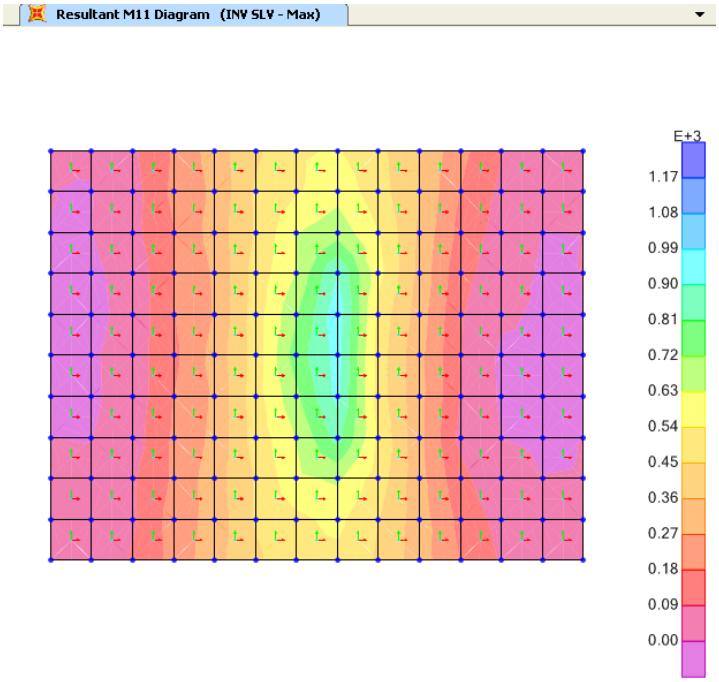


Fig. 9.6 - Combinazione INV SLV: Momenti M11

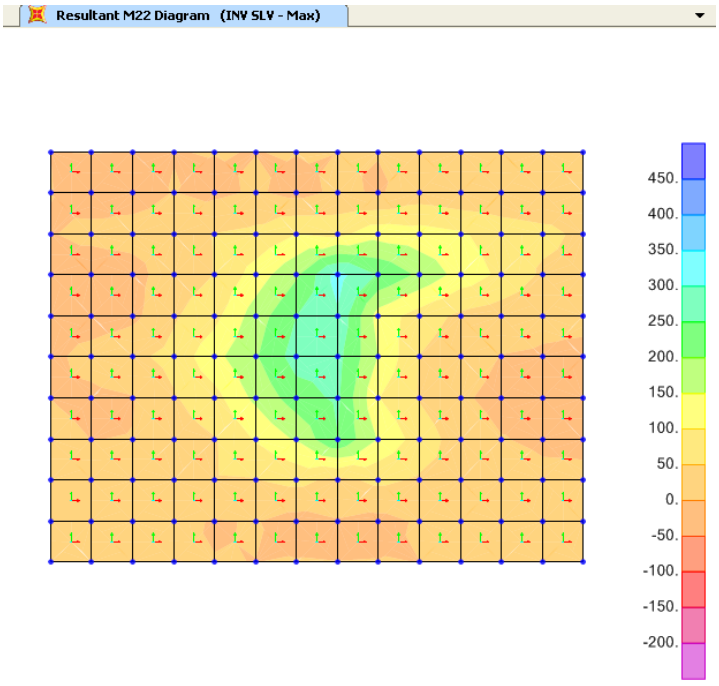


Fig. 9.7 - Combinazione INV SLV: Momenti M22

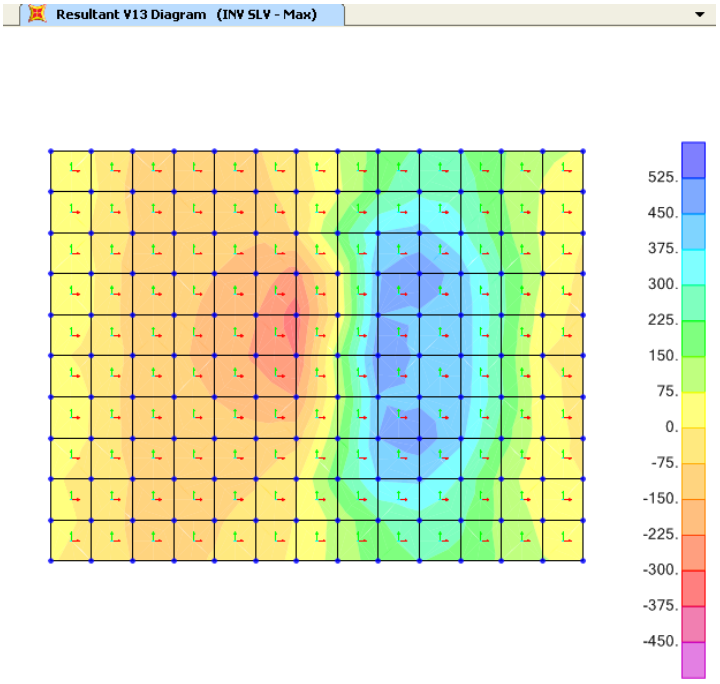


Fig. 9.8 - Combinazione INV SLV: Tagli V13

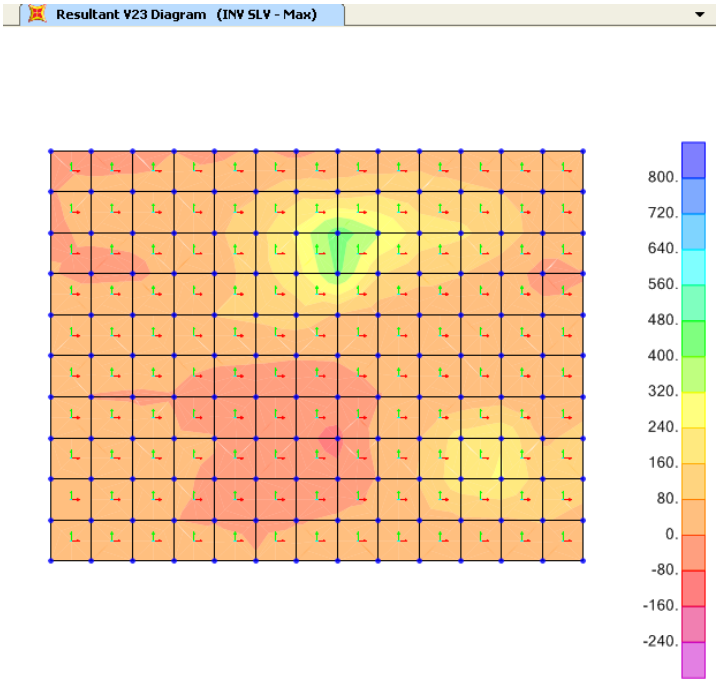


Fig. 9.9 - Combinazione INV SLV: Tagli V23

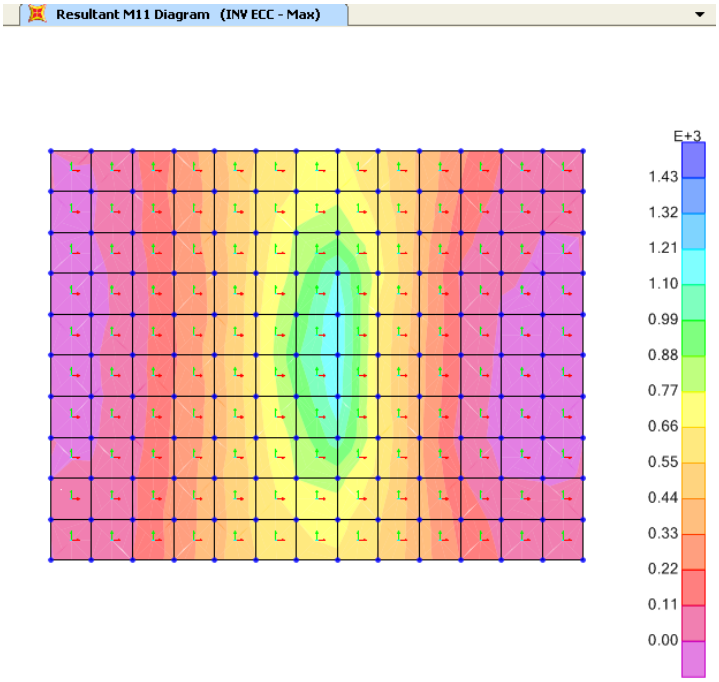


Fig. 9.10 - Combinazione INV ECC: Momenti M11

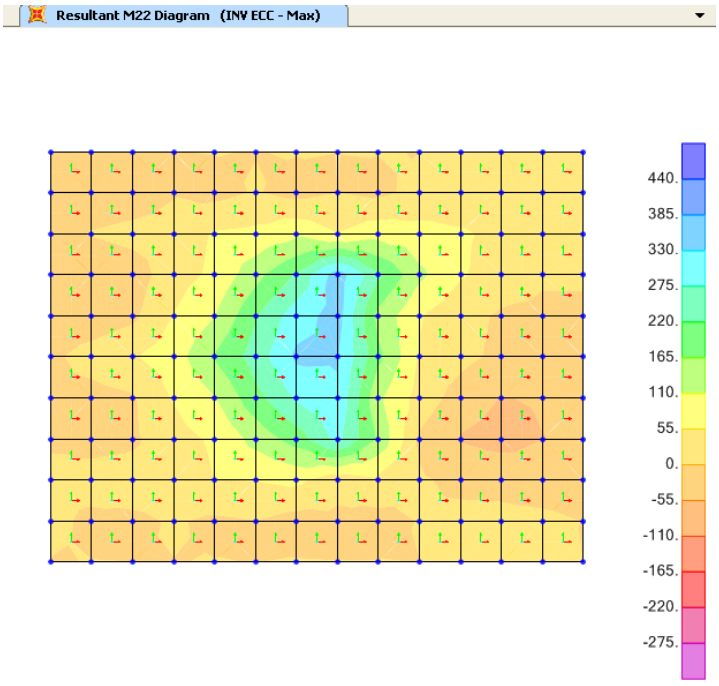


Fig. 9.11 - Combinazione INV ECC: Momenti M22

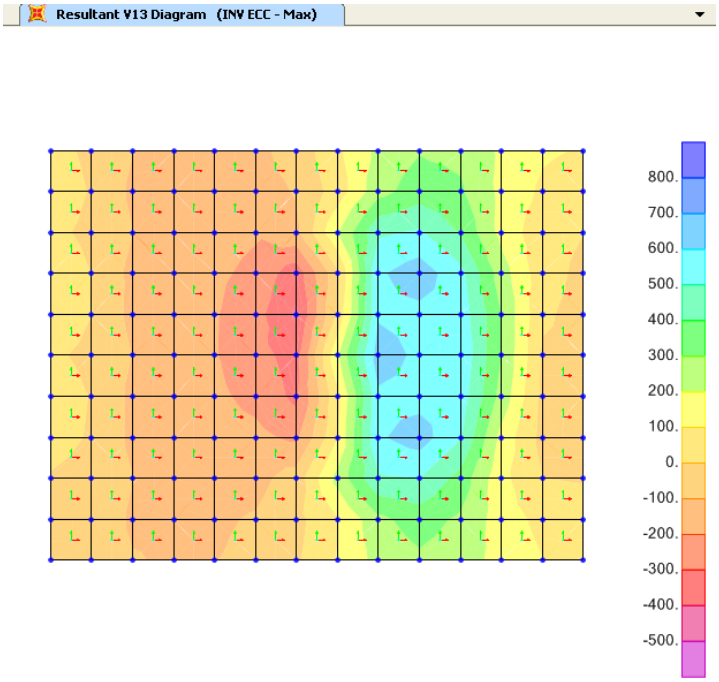


Fig. 9.12 - Combinazione INV ECC: Tagli V13

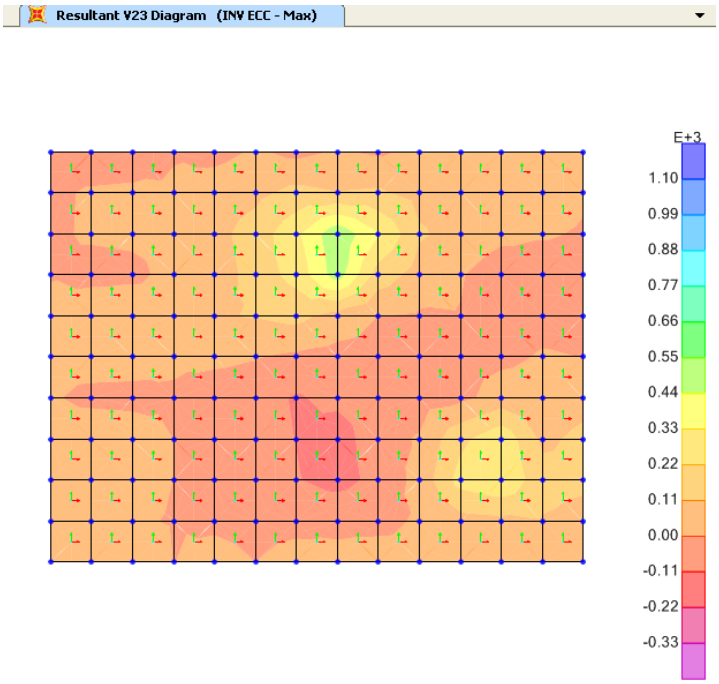


Fig. 9.13 - Combinazione INV ECC: Tagli V23

Di seguito si riportano in tabella le sollecitazioni massime ottenute alla base della colonna in c.a. per i diversi inviluppi di combinazioni.

OutputCa	CaseTyp	StepTy	P [kN	V2 [kN	V3 [kN	T [kNm	M2 [kNm	M3 [kNm
SLU 1	Combination		-1672.32	-315	117	0	889.2	-6994
SLU 2	Combination		-1672.32	-75	177	0	1232.7	-4045
ECC 1	Combination		-1276.4	-490	90	0	684	-8774
ECC 2	Combination		-1276.4	-50	190	0	1194	-2930
SLV 1	Combination	Max	-1270.338	-153.897	112.849	0	857.6507	-4669.6161
SLV 1	Combination	Min	-1282.462	-306.103	67.151	0	510.3493	-5826.3839
SLV 2	Combination	Max	-1271.774	-27.021	346.163	800	1680.8356	-2755.3606
SLV 2	Combination	Min	-1281.026	-72.979	193.837	800	523.1644	-3104.6394
SLV 3	Combination	Max	-1212.414	-26.528	112.849	0	857.6507	-2911.6134
SLV 3	Combination	Min	-1240.386	-73.472	67.151	0	510.3493	-3268.3866
SLU 3_A2	Combination		-1295.9	-273	90	0	684	-5839.8
SLU 4_A2	Combination		-1295.9	-65	142	0	981.7	-3284
SLU 5_EQU	Combination		-1187.76	-315	81	0	615.6	-6294
SLU 6_EQU	Combination		-1187.76	-75	141	0	959.1	-3345

Tab. 9.4 - Tabella delle sollecitazioni massime nella colonna

Di seguito si riportano in tabella le sollecitazioni massime ottenute in testa ai micropali per i diversi inviluppi di combinazioni e riferiti rispettivamente alle massime sollecitazioni di sforzo assiale di compressione, di trazione e di taglio.
Nel valutare il momento lungo la lunghezza dei micropali si è considerata la formula teorica per *pali con testa impedita di ruotare, ma libera di spostarsi e sottoposta ad una forza orizzontale*. La sollecitazione di momento risulta pari a:

$M(z) = H^* \lambda/2 * I4$

Dove:

$$\lambda = k_h = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot J}{k_h \cdot D}} = 0.83$$

H è il taglio agente in testa al micropalo

$I4 = e^{-z/\lambda} \cdot (\cos(z/\lambda) - \mathrm{sen}(z/\lambda))$

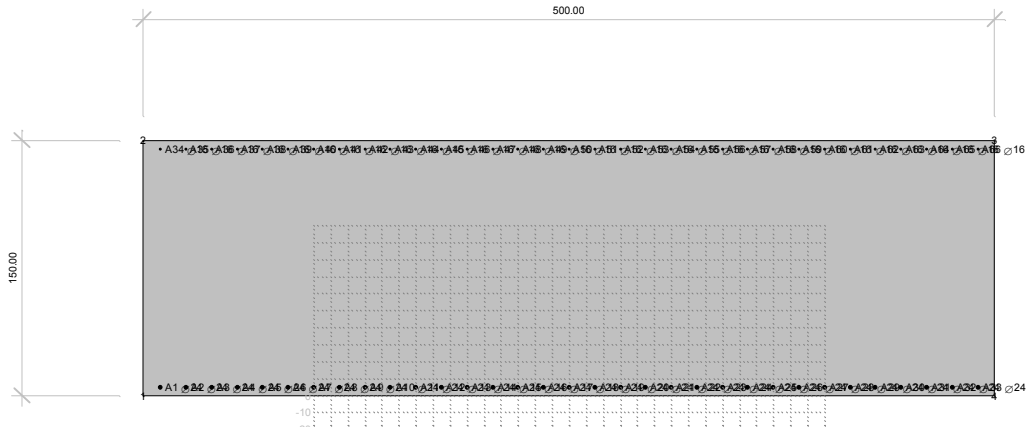
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]
48	SLU 1	Combination		7.678	-1.027	208.021	3.2	-0.4
4	ECC 1	Combination		9.253	-3.092	-55.59	3.8	-1.3
93	SLV 2	Combination	Max	14.739	3.426	176.98	6.1	1.4
137	SLV 2	Combination	Min	-4.509	-27.148	30.837	-1.9	-11.3
48	SLU 3_A2	Combination		6.544	-0.793	166.041	2.7	-0.3
4	SLU 3_A2	Combination		4.797	-2.976	-6.936	2.0	-1.2

Tab. 9.5 - Tabella delle sollecitazioni massime nei micropali

9.1.3. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi STR

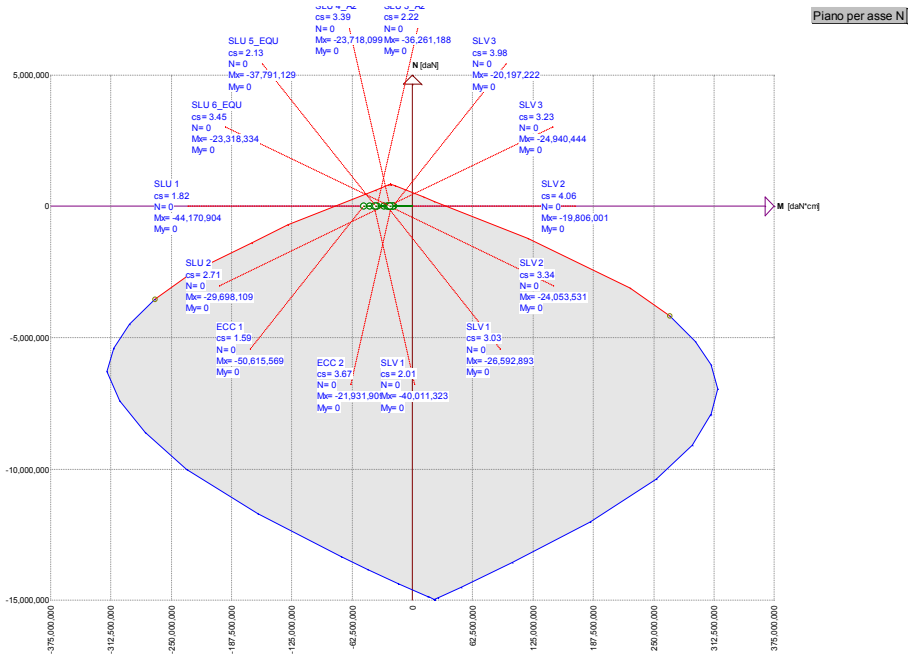
9.1.3.1 Fondazione

La suola di fondazione nella direzione principale presenta la seguente sezione.



Verifica a flessione

La sezione presenta ϕ24/15 come armatura resistente inferiore e ϕ16/15 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo ECC-1, sono pari a:

M_x = 5062 kNm

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.59. La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo ECC-1, è:

V_{sd} = 1853 kN

Per la verifica a taglio si considera, a favore di sicurezza, una sezione rettangolare b = 500 cm, h = 150 cm, non armata a taglio. A favore di sicurezza non si considerano i distanziatori ϕ20 che forniscono comunque il loro contributo.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	5000 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	1450 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	1400 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	13560 mm2
		εyd	0.00196		

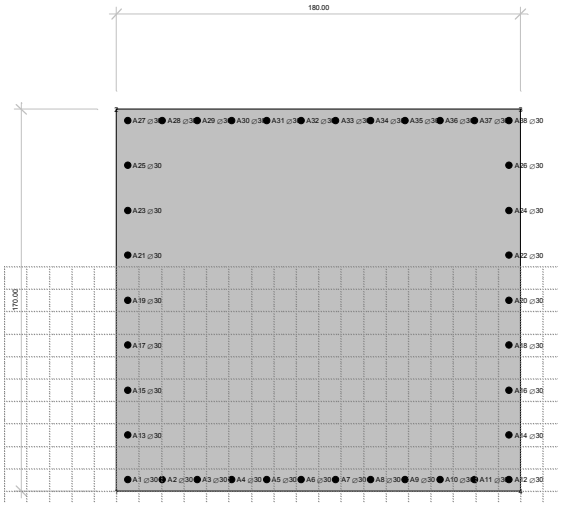
ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	0 kN	σcp	0.000 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.378				
νmin	0.320				
ρl	0.002	<	0.02		
VRd =	**2126 kN**				
VRd min =	**2242 kN**				
Se VEd >	**2242 kN**	allora occorre dimensionare l'armatura a taglio			

La sezione risulta verificata.

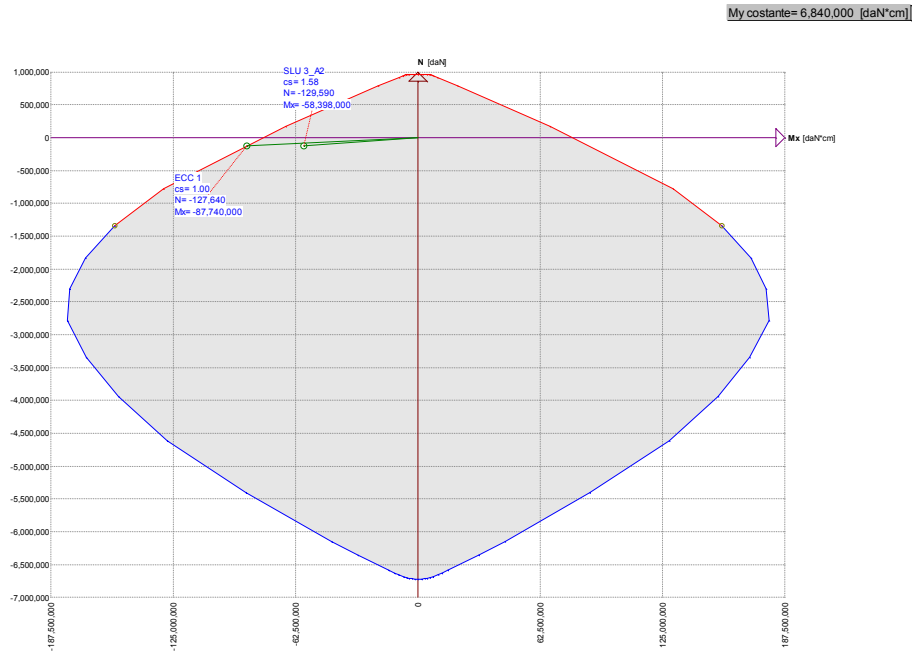
9.1.3.2 Colonna 3.06

La colonna presenta la seguente sezione.



Verifica a flessione

La sezione presenta ϕ30/15 come armatura resistente sul lato più lungo e ϕ30/20 come armatura resistente sul lato più corto. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo ECC-1, sono pari a:

M_x = 8774 kNm

M_y = 684 kNm

N = -1276 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.00. La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo ECC-1, è:

V_{sd} = 490 kN

Per la verifica a taglio si considera, a favore di sicurezza, una sezione rettangolare b = 180 cm, h = 170 cm, armata a taglio con ϕ14/20 a 6 bracci in y e ϕ14/20 a 5 bracci in x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	1750 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	1650 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	1600 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	8484 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned (+ = compressione)	-1276 kN	σcp	-0.442 N/mm²	<	3.62667
k	1.354				
vmin	0.312				
ρl	0.003	<	0.02		

VRd = 784 kN
VRd min = 687 kN

Se VEd > 784 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA (0<alfa<90)	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
n. bracci	6				
ϕstaffa	14 mm				
Asw	924 mm²				
s	200 mm	passo delle staffe		(s max =	1280 mm =
ρw	0.0026	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**1440 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 8110 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA 17.78 °
cot(TETA) 3.12 ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE
(valore compreso tra 1 e 2.5)

e quindi c

VRsd = 8112 kN (VRsd max 8112 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 2602 kN (VRsd max 13946 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 6506 kN (VRsd max 9618 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 6506 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.000
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRcd = 7879 kN

VRd = 6506 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 1.80 m

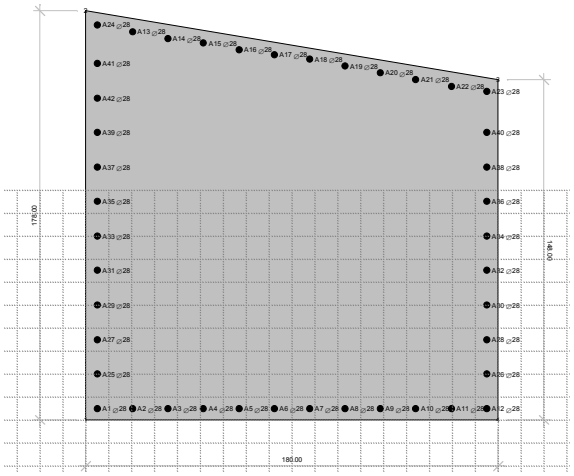
La sezione risulta verificata.

Sollecitazioni		
V_{Ed} =	34600	daN
T_{Ed} =	80000	daNm
Geometria e materiali		
b_w =	180	cm
h =	170	cm
c =	5.0	cm
c' =	8.3	cm
d =	161.7	cm
R_{ck} =	400	daN/cm^2
Staffe		
bracci staffe =	5	
φ staffe =	14	mm
passo staffe =	20	cm
f_{cd} =	188	daN/cm^2
θ =	45	°
cotgθ =	1.0	
$A_{s\,tot\,min}$ / s =	37.70	cm^2/m
A_s / s=	**38.48**	**cm^2/m**
A longitudinale per torsione		
n° arm.long. =	38	
φ arm. long. =	30	mm
Acciaio		
f_{yk} =	4500	daN/cm^2
γ_S =	1.15	
f_{yd} =	391	N/mm^2
Calcestruzzo		
f_{ck} =	33.20	N/mm^2
γ_c =	1.50	
α_{cc} =	0.85	
f_{cd} =	18.81	N/mm^2
$f'_{cd} = 0{,}5\ f_{cd}$ =	9.41	N/mm^2

Verifiche					
Acciaio					
$A_{s\,progetto}$ / s=	**38.48**	**cm^2/m**	>	**37.70**	**Verificato**
$A_{l\,progetto}$ =	**268.61**	**cm^2**	>	**35.09**	**Verificato**
Calcestruzzo					
V_{Rcd} =	**2464114**	**daN**	>	**34600**	**Verificato**
T_{Rcd} =	**629145**	**daNm**	>	**80000**	**Verificato**
Torsione e taglio (4.1.32)					
$T_{Ed}/T_{Rcd} + V_{Ed}/V_{Rcd}$ =	**0.14**		<	**1**	**Verificato**
Staffe per taglio (4.1.18)					
$A_{sw} / s = V_{Ed} / (0{,}9\ d\ f_{yd}(\cot g\alpha + \cot g\theta)\ sen\alpha)$					
$A_{sw\,min} / s$ =	4.30	cm^2/m			
Cls per taglio (4.1.19)					
$V_{Rcd} = 0{,}9\ d\ b_w\ \alpha_c\ f'_{cd}\ (\cot g\alpha + \cot g\theta) / (1+\cot g\theta^2)$					
V_{Rcd} =	**2464114**	**daN**			
Cls per torsione (4.1.27)					
$T_{Rcd} = 2\ A\ t\ f'_{cd}\ \cot g\theta / (1+\cot g\theta^2)$					
A_c =	30600	cm^2			
u =	700	cm			
A_c/u=	43.71	cm			
2c =	16.60	cm			
$t = A_c/u \geq 2c$ =	43.71	cm			
A =	15300	cm^2			
T_{Rcd} =	**629145**	**daNm**			
Staffe per torsione (4.1.28)					
$A_s / s = T_{Rsd} / (2\ A\ f_{yd}\ \cot g\theta)$					
$A_{s\,min} / s$ =	6.68	cm^2/m			
Armatura longitudinale per torsione (4.1.29)					
$\Sigma A_l = l_m\ \cot g\theta / (2\ A\ f_{yd})$					
u_m =	525.14	cm			
$A_{l\,min}$ =	35.09	cm^2			
$A_{l\,progetto}$ =	**268.61**	**cm^2**			

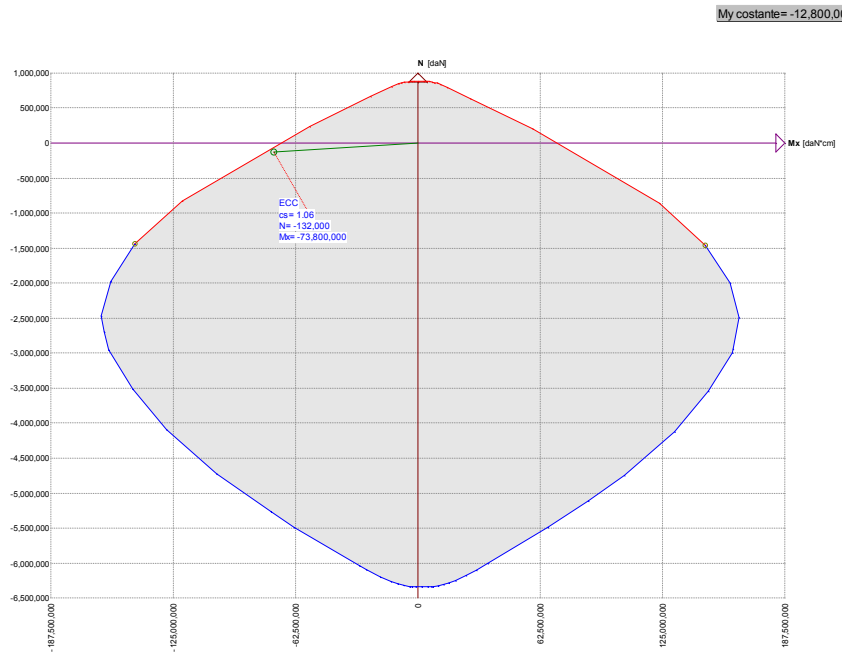
9.1.3.3 Colonna 3.05

La colonna presenta la seguente sezione.



Verifica a flessione

La sezione presenta ϕ28/15 come armatura resistente sul lato più lungo e ϕ28/15 come armatura resistente sul lato più corto. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo ECC-1, sono pari a:

M_x = 7380 kNm
M_y = 1280 kNm
N = -1320 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.06. La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio
Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo ECC-1, è:
V_{sd} = 450 kN
Per la verifica a taglio si considera, a favore di sicurezza, una sezione rettangolare b = 180 cm, h = 163 cm, armata a taglio con ϕ12/20 a 6 bracci in y e ϕ12/20 a 5 bracci in x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	1800 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	1630 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	1580 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	7392 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	1320 kN	σcp	0.450 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.356				
vmin	0.313				
ρl	0.003	<	0.02		

VRd = 1129 kN
VRd min = 1081 kN

Se VEd > 1129 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**	
(0<alfa<90)			
n. bracci	6		
ϕstaffa	12 mm		
Asw	679 mm²		
s	200 mm	passo delle staffe	(s max = 1264 mm =
ρw	0.0019	ρwmin	
α cw	1.00		
vl	0.61		
z	**1422 mm**	**braccio**	

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 8341 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA 14.96 °
cot(TETA) 3.74 ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 7066 kN (VRsd max 7066 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 1888 kN (VRsd max 14166 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 4720 kN (VRsd max 9769 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 4720 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.025
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRcd = 8201 kN

VRd = 4720 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 1.78 m

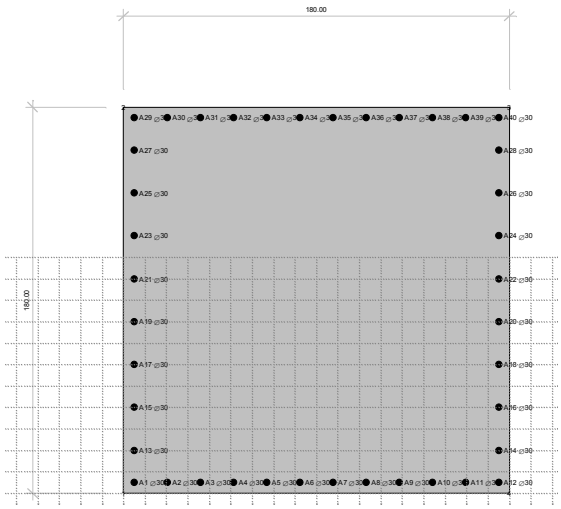
La sezione risulta verificata.

Sollecitazioni		
V_{Ed} =	27000	daN
T_{Ed} =	20000	daNm
Geometria e materiali		
b_w =	180	cm
h =	163	cm
c =	5.0	cm
c' =	8.3	cm
d =	154.7	cm
R_{ck} =	400	daN/cm^2
Staffe		
bracci staffe =	5	
φ staffe =	12	mm
passo staffe =	20	cm
f_{cd} =	188	daN/cm^2
θ =	45	°
cotgθ =	1.0	
$A_{s\,tot\,min}$ / s =	12.21	cm^2/m
A_s / s=	**28.27**	**cm^2/m**
A longitudinale per torsione		
n° arm.long. =	42	
φ arm. long. =	28	mm
Acciaio		
f_{yk} =	4500	daN/cm^2
γ_S =	1.15	
f_{yd} =	391	N/mm^2
Calcestruzzo		
f_{ck} =	33.20	N/mm^2
γ_c =	1.50	
α_{cc} =	0.85	
f_{cd} =	18.81	N/mm^2
$f'_{cd} = 0{,}5\ f_{cd}$ =	9.41	N/mm^2

Verifiche					
Acciaio					
$A_{s\,progetto}$ / s=	**28.27**	**cm^2/m**	>	**12.21**	**Verificato**
$A_{l\,progetto}$ =	**258.62**	**cm^2**	>	**8.97**	**Verificato**
Calcestruzzo					
V_{Rcd} =	**2357442**	**daN**	>	**27000**	**Verificato**
T_{Rcd} =	**590204**	**daNm**	>	**20000**	**Verificato**
Torsione e taglio (4.1.32)					
$T_{Ed}/T_{Rcd} + V_{Ed}/V_{Rcd}$ =	**0.05**		<	**1**	**Verificato**
Staffe per taglio (4.1.18)					
$A_{sw} / s = V_{Ed} / (0{,}9\ d\ f_{yd}(\cot g\alpha + \cot g\theta)\ sen\alpha)$					
$A_{sw\,min} / s$ =	3.50	cm^2/m			
Cls per taglio (4.1.19)					
$V_{Rcd} = 0{,}9\ d\ b_w\ \alpha_c\ f'_{cd}\ (\cot g\alpha + \cot g\theta) / (1+\cot g\theta^2)$					
V_{Rcd} =	**2357442**	**daN**			
Cls per torsione (4.1.27)					
$T_{Rcd} = 2\ A\ t\ f'_{cd}\ \cot g\theta / (1+\cot g\theta^2)$					
A_c =	29340	cm^2			
u =	686	cm			
A_c/u=	42.77	cm			
2c =	16.60	cm			
$t = A_c/u \geq 2c$ =	42.77	cm			
A =	14670	cm^2			
T_{Rcd} =	**590204**	**daNm**			
Staffe per torsione (4.1.28)					
$A_s / s = T_{Rsd} / (2\ A\ f_{yd}\ \cot g\theta)$					
$A_{s\,min} / s$ =	1.74	cm^2/m			
Armatura longitudinale per torsione (4.1.29)					
$\Sigma A_l = l_m\ \cot g\theta / (2\ A\ f_{yd})$					
u_m =	514.92	cm			
$A_{l\,min}$ =	8.97	cm^2			
$A_{l\,progetto}$ =	**258.62**	**cm^2**			

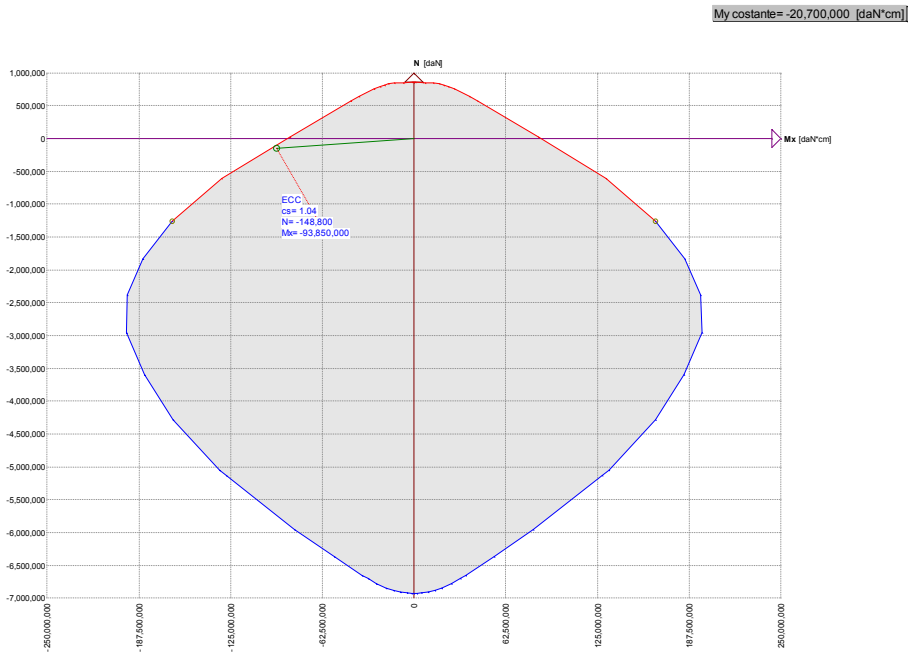
9.1.3.4 Colonna 3.07

La colonna presenta la seguente sezione.



Verifica a flessione

La sezione presenta ϕ30/20 come armatura resistente sul lato più lungo e ϕ30/15 come armatura resistente sul lato più corto. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo ECC-1, sono pari a:

M_x = 9385 kNm
M_y = 2070 kNm
N = -1488 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.04. La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio
Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo ECC-1, è:
V_{sd} = 480 kN
Per la verifica a taglio si considera, a favore di sicurezza, una sezione rettangolare b = 180 cm, h = 180 cm, armata a taglio con ϕ12/20 a 6 bracci in y e ϕ12/20 a 5 bracci in x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	1800 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	1800 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	1750 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	8484 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	1488 kN	σcp	0.459 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.338				
vmin	0.306				
ρl	0.003	<	0.02		
VRd =	**1254 kN**				
VRd min =	**1182 kN**				
Se VEd >	**1254 kN**	allora occorre dimensionare l'armatura a taglio			

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	6				
ϕstaffa	12 mm				
Asw	679 mm²				
s	200 mm	passo delle staffe		(s max =	1400 mm =
ρw	0.0019	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**1575 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max	8341 mm²	Verifica soddisfatta	

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA	14.96 °		
cot(TETA)	3.74	ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE (valore compreso tra 1 e 2.5)	
e quindi			c
VRsd =	**7826 kN**	**(VRsd max**	**7826 kN)**

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA)	1.0		
VRsd =	**2091 kN**	**(VRsd max**	**15690 kN)**

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA)	2.5		
VRsd =	**5228 kN**	**(VRsd max**	**10820 kN)**

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 5228 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC	1.025
f'cd	9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRcd = 9088 kN

VRd = 5228 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 1.97 m

La sezione risulta verificata.

Sollecitazioni		
V_{Ed} =	33000	daN
T_{Ed} =	24000	daNm
Geometria e materiali		
b_w =	180	cm
h =	180	cm
c =	5.0	cm
c' =	8.1	cm
d =	171.9	cm
R_{ck} =	400	daN/cm^2
Staffe		
bracci staffe =	5	
φ staffe =	12	mm
passo staffe =	20	cm
f_{cd} =	188	daN/cm^2
θ =	45	°
cotgθ =	1.0	
$A_{s\,tot\,min}$ / s =	13.32	cm^2/m
A_s / s=	**28.27**	**cm^2/m**
A longitudinale per torsione		
n° arm.long. =	38	
φ arm. long. =	30	mm
Acciaio		
f_{yk} =	4500	daN/cm^2
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391	N/mm^2
Calcestruzzo		
f_{ck} =	33.20	N/mm^2
γ_c =	1.50	
α_{cc} =	0.85	
f_{cd} =	18.81	N/mm^2
$f'_{cd} = 0{,}5\ f_{cd}$ =	9.41	N/mm^2

Verifiche					
Acciaio					
$A_{s\,progetto}$ / s=	**28.27**	**cm^2/m**	>	**13.32**	**Verificato**
$A_{l\,progetto}$ =	**268.61**	**cm^2**	>	**10.22**	**Verificato**
Calcestruzzo					
V_{Rcd} =	**2619550**	**daN**	>	**33000**	**Verificato**
T_{Rcd} =	**685746**	**daNm**	>	**24000**	**Verificato**
Torsione e taglio (4.1.32)					
$T_{Ed}/T_{Rcd} + V_{Ed}/V_{Rcd}$ =	**0.05**		<	**1**	**Verificato**
Staffe per taglio (4.1.18)					
A_{sw} / s = V_{Ed} / (0,9 d f_{yd}(cotgα + cotgθ) senα)					
$A_{sw\,min}$ / s =	3.85	cm^2/m			
Cls per taglio (4.1.19)					
V_{Rcd} = 0,9 d b_w α$_c$ f'_{cd} (cotgα + cotgθ) / (1+cotgθ^2)					
V_{Rcd} =	**2619550**	**daN**			
Cls per torsione (4.1.27)					
T_{Rcd} = 2 A t f'_{cd} ctgθ / (1+ctgθ^2)					
A_c =	32400	cm^2			
u =	720	cm			
A_c/u=	45.00	cm			
2c =	16.20	cm			
t = A_c/u ≥ 2c =	45.00	cm			
A =	16200	cm^2			
T_{Rcd} =	**685746**	**daNm**			
Staffe per torsione (4.1.28)					
A_s / s = T_{Rsd} / (2 A f_{yd} ctgθ)					
$A_{s\,min}$ / s =	1.89	cm^2/m			
Armatura longitudinale per torsione (4.1.29)					
ΣA$_l$ = l_m ctgθ / (2 A f_{yd})					
u_m =	540.00	cm			
$A_{l\,min}$ =	10.22	cm^2			
$A_{l\,progetto}$ =	**268.61**	**cm^2**			

Micropali

I micropali hanno dimensione del diametro esterno in cls pari a 300 mm e sono armati con profili tubolari in acciaio di diametro esterno pari a 219 mm e spessore 10 mm.
A favore di sicurezza le verifiche strutturali verranno condotte solo sul profilo in acciaio.

Classificazione sezione in base al D.M. 2008
Sezione inflessa e/o compressa
CLASSE 1

Verifica di resistenza
Verifica secondo il pt. 4.2.4.1.2 del DM 14/01/08

(1) $$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed}\,\sigma_{x,Ed} + 3\,\tau_{Ed}^2 \le (f_{yk} / \gamma_{M0})^2 \qquad (4.2.5)$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

Verifica a instabilità
Verifica secondo il pt. 4.2.4.1.3.3 del DM 14/01/08 utilizzando il punto 6.3.3 della EN 1993-1-1: 2005

χ_z=	0.43686		χ_y=	0.43686	
Φ_z=	1.54986		Φ_y=	1.54986	
λ_z^*=	1.36222		λ_y^*=	1.36222	
$N_{cr,z-z}$=	1256115.107	N	$N_{cr,y-y}$=	1256115	N

(2) $$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz}\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$

(3) $$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy}\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz}\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$

Elem.	Comb	Part	N_{sd} (N)	$M_{sd,y}$ (Nmm)	$M_{sd,z}$ (Nmm)	$V_{sd,y}$ (N)	$V_{sd,z}$ (N)	T (Nmm)	Verifica (1)	Verifica (2)	Verifica (3)
48	SLU 1		-208021	-1783700	238586	7678	-1027	0	0.11	0.233	0.228
4	ECC 1		55590	-2149593	718312	9253	-3092	0	0.05	0.207	0.199
93	SLV 2		-176980	-3424063	-795905	14739	3426	0	0.11	0.211	0.217
137	SLV 2		-30837	1047500	6306837	-4509	-27148	0	0.09	0.052	0.061

Le verifiche risultano soddisfatte.

9.1.4. Verifica di capacità portante (carico limite dei micropali) GEO

La resistenza laterale in trazione e compressione dei singoli micropali è calcolata come segue:

$$Q_L = \pi \cdot D_d \cdot L_s \cdot q_s$$

dove:

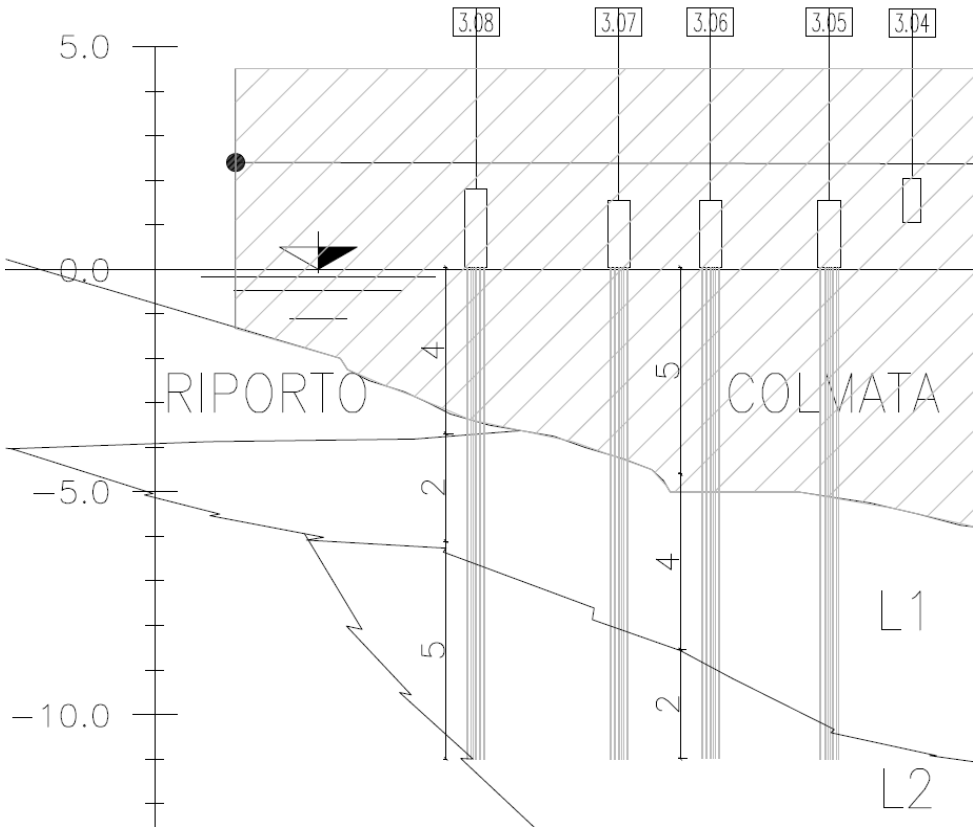
D_d = 30 cm diametro esterno micropalo;

L_s = 11 m lunghezza del micropalo;

q_s = variabile [kPa] è la resistenza laterale, che dipende dai valori di N_{SPT} del terreno, dalla resistenza a taglio non drenata, dalla profondità ecc.

La stratigrafia del terreno sotto le fondazioni, mediata tra la sezione L1-L1 e L2-L2, è costituita dai seguenti strati (vedi figura):

- 5 m circa di riempimento in tout venant;
- 4 m circa dello strato L1;
- 2 m circa dello strato L2.



In relazione alle caratteristiche dei terreni presenti in sito, fino alle profondità interessate, si sono considerate le seguenti tensioni tangenziale di aderenza q_s tra micropalo e terreno:

- 50 kPa per lo strato in tout venant;
- 80 kPa per lo strato L1 ricavato dall'espressione $C_u = 0.46*OCR^{0.7}*\sigma_v'$;
- 35 kPa per lo strato L2 ricavato dall'espressione $C_u = 0.46*OCR^{0.7}*\sigma_v'$;

La resistenza caratteristica di punta invece vale massimo il 15% di quella laterale.

La resistenza ultima di progetto risulta la seguente:

$$Q_{amm} = \frac{Q_L}{\gamma_R \cdot \xi}$$

in cui:

γ_R Coefficiente parziale per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni profonde (R2, R3) (tab. 6.4.II delle NTC).;

ξ Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (tab. 6.4.IV delle NTC).

Di seguito si riportano le verifiche per i diversi approcci.

<u>Approccio 1 comb. 2</u>

Le sollecitazioni di calcolo massime risultano:
N_{comp} = -166 kN (SLU 3 A2)
N_{trazp} = 7 kN (SLU 3 A2)

Le resistenze caratteristiche risultano:

$$Q_L = \pi \cdot D_d \cdot L_s \cdot q_s = 3.14 \cdot 0.3 \cdot (50 \cdot 5 + 80 \cdot 4 + 35 \cdot 2) = 602kN$$
$$Q_P = 15\% Q_L = 90kN$$

La resistenza di progetto, considerando a favore di sicurezza solo la resistenza laterale, risulta:

$$Q_{amm,c} = \frac{Q_L}{\gamma_R \cdot \xi} = \frac{602}{1.45 \cdot 1.7} = 245 > 166kN \text{ per la verifica a compressione}$$

$$Q_{amm,t} = \frac{Q_L}{\gamma_R \cdot \xi} = \frac{602}{1.6 \cdot 1.7} = 222 > 7kN \text{ per la verifica a trazione}$$

Le verifiche risultano soddisfatte

Approccio 2

Le sollecitazioni di calcolo massime risultano:
N_{comp} = -208 kN (SLU 1)
N_{trazp} = 55 kN (ECC 1)

Le resistenze caratteristiche risultano:

$$Q_L = \pi \cdot D_d \cdot L_s \cdot q_s = 3.14 \cdot 0.3 \cdot (50 \cdot 5 + 80 \cdot 4 + 35 \cdot 2) = 602kN$$
$$Q_P = 15\% Q_L = 90kN$$

La resistenza di progetto, considerando a favore di sicurezza solo la resistenza laterale, risulta:

$$Q_{amm,c} = \frac{Q_L}{\gamma_R \cdot \xi} = \frac{602}{1.15 \cdot 1.7} = 308 > 208kN \text{ per la verifica a compressione}$$

$$Q_{amm,t} = \frac{Q_L}{\gamma_R \cdot \xi} = \frac{602}{1.25 \cdot 1.7} = 284 > 55kN \text{ per la verifica a trazione}$$

La verifica di portanza per un gruppo di pali è espressa nella seguente equazione:

$P_{p,ult} = \varepsilon * n * P_{ult}$ = 30340 kN

$P = P_{p,ult} / s = 10100$ kN
in cui:
n è il numero di pali = 48
ε è il coefficiente di efficienza per gruppo di pali in funzione del rapporto D/i, ricavato facendo media tra il valore per pali in terreni incoerenti (1.4) e pali in terreni coerenti (0.7), e pari a 1.05
P_{ult} è il carico portante del singolo palo = 602 kN
s è il coefficiente di sicurezza per pali sospesi = 3

Il carico massimo equivalente per la combinazione eccezionale risulta:
$N = 8450$ kN $< P = 10100$ kN

Le verifiche risultano soddisfatte

9.2. Fondazione 3.08

La fondazione a mensola in oggetto consiste in una suola di fondazione di lunghezza 8.5 m, larghezza 5 m ed altezza 1.70 m nella parte più spessa e 1.5 m nell'altra. La fondazione è sormontata da una colonna, incastrata alla base, di dimensioni in pianta pari a 1.8 m x 2.2 m, ed altezza 7.25 m.

9.2.1. Descrizione del modello

Il modello è costituito da elementi tipo *shell* per la modellazione sia della colonna verticale sulla quale in sommità agiscono i carichi provenienti dal carbonodotto, sia per la fondazione supportata da micropali.

I carichi, provenienti dalle tabelle di cui al paragrafo 7.4, sono stati assegnati ad un *Master joint* in sommità della colonna il quale poi ripartisce, mediante un *body constrain*, le sollecitazioni ai vari nodi della colonna, la quale poi li riporta in fondazione.

Il fusto della colonna è stato modellato con delle *shell* aventi rigidezza equivalente della colonna intera.

I micropali sono stati schematizzati con delle rigidezze equivalenti ai singoli nodi per valutare meglio sia i cedimenti che le sollecitazioni nella suola di fondazione e nei singoli micropali.
La rigidezza verticale in direzione z è stata calcolata nel seguente modo:

k_v = E*A/L = 30000000*0.07065/11 = 193000 kN/m

La rigidezza orizzontale in direzione x e y invece è stata valutata nel seguente modo:

$$k_h = \frac{E}{D \cdot (1-\nu^2)} \cdot \sqrt[12]{\frac{E \cdot D^4}{E_p \cdot J_p}} = \frac{114000}{0.3 \cdot (1-0.27^2)} \cdot \sqrt[12]{\frac{114000 \cdot 0.3^4}{30000000 \cdot 0.000398}} = 331000 kN/m^3$$

in cui:
E è il modulo elastico del terreno di fondazione del primo strato;
v è il coefficiente di Poisson del terreno;
E_p è il modulo elastico del calcestruzzo dei pali;
D è il diametro del palo;
J_p è la rigidezza del palo.

Si è quindi valutato il cedimento orizzontale di un singolo palo soggetto a forza unitaria:
d = 0.0000017
ottenendo così una costante pari a:

K_{wh} = 1/0.0000017 = 588000 kN/m

Per l'effetto dovuto al gruppo di pali si applica un coefficiente di 0.15, ottenendo così una rigidezza orizzontale in entrambe le direzioni pari a:

K_{wph} = K_{wh} * c = 588000*0.15 = 88000 kN/m

A favore di sicurezza si considera una costante di 100000 kN/m

Di seguito si riporta il modello FEM utilizzato.

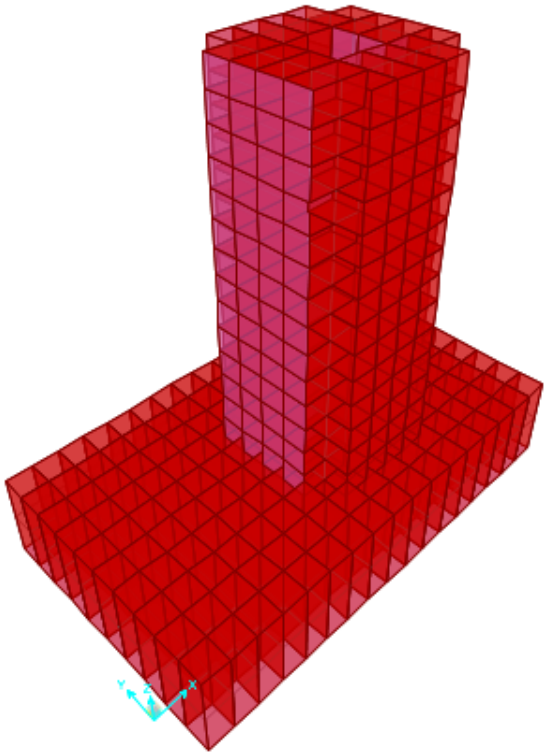


Fig. 9.14 - Modello 3D delle fondazioni 3.08

9.2.2. Risultati dell'analisi

Di seguito si riportano i valori di sollecitazione massimi sulla fondazione.
I valori sono espressi in kN/m e kNm/m.

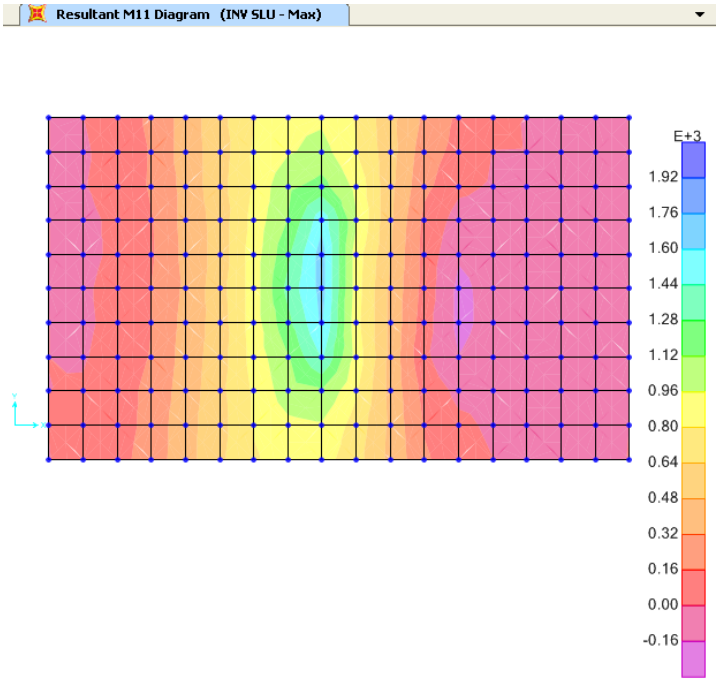


Fig. 9.15 - Combinazione INV SLU: Momenti M11

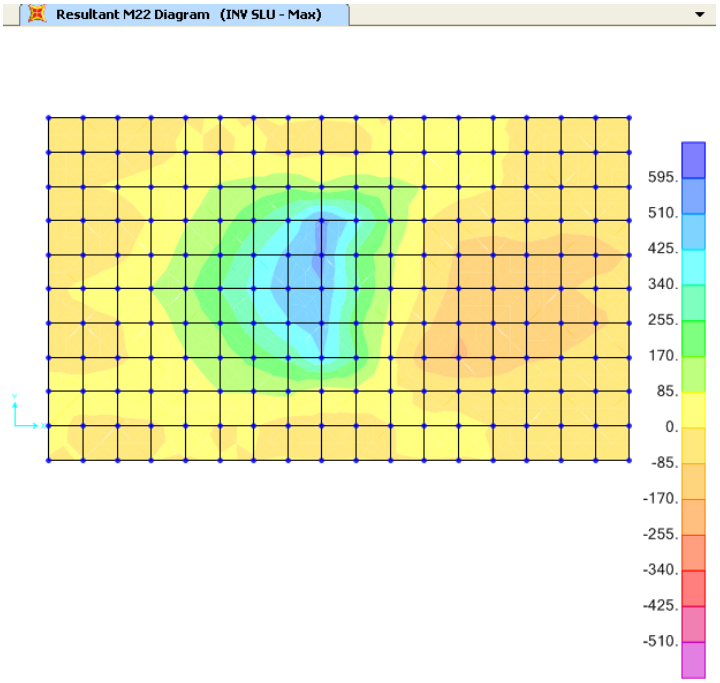


Fig. 9.16 - Combinazione INV SLU: Momenti M22

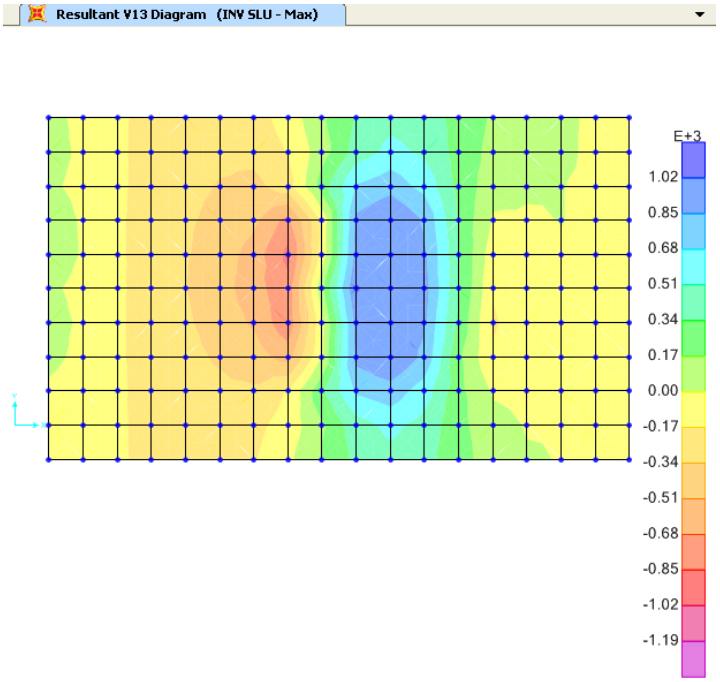


Fig. 9.17 - Combinazione INV SLU: Tagli V13

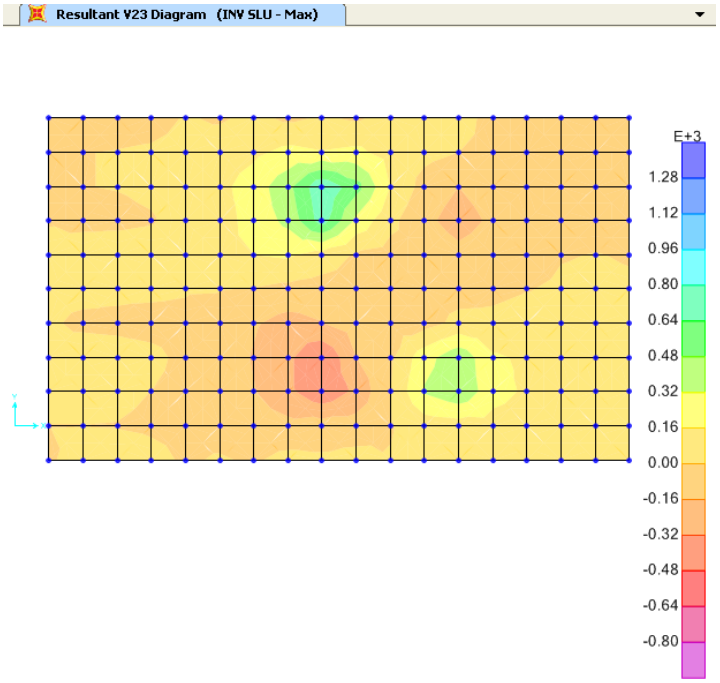


Fig. 9.18 - Combinazione INV SLU: Tagli V23

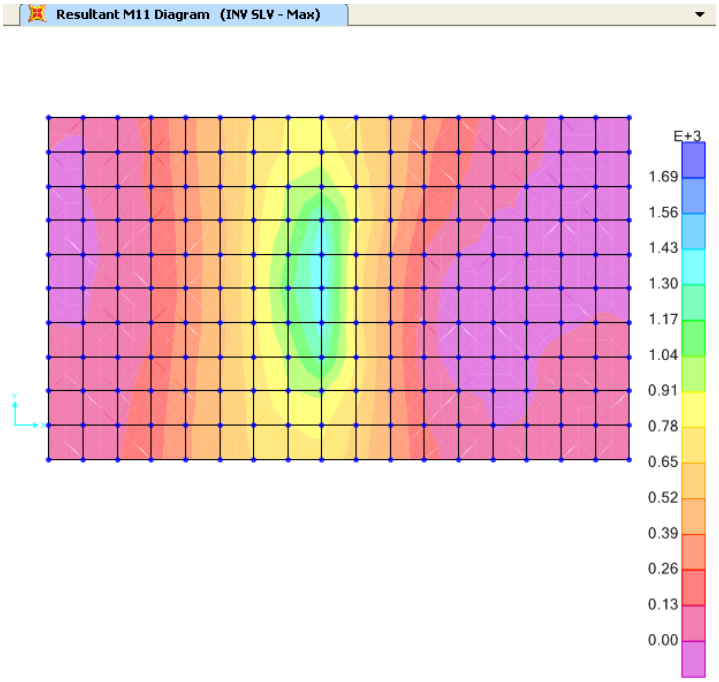


Fig. 9.19 - Combinazione INV SLV: Momenti M11

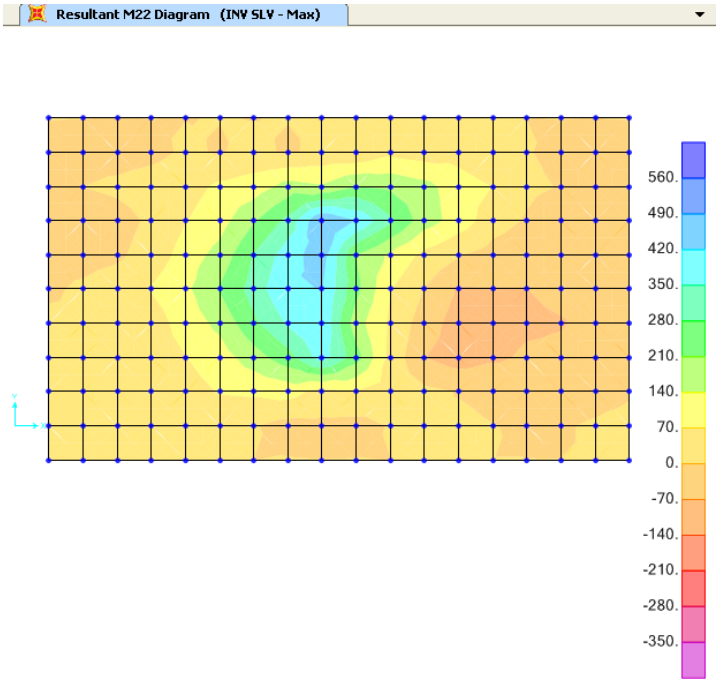


Fig. 9.20 - Combinazione INV SLV: Momenti M22

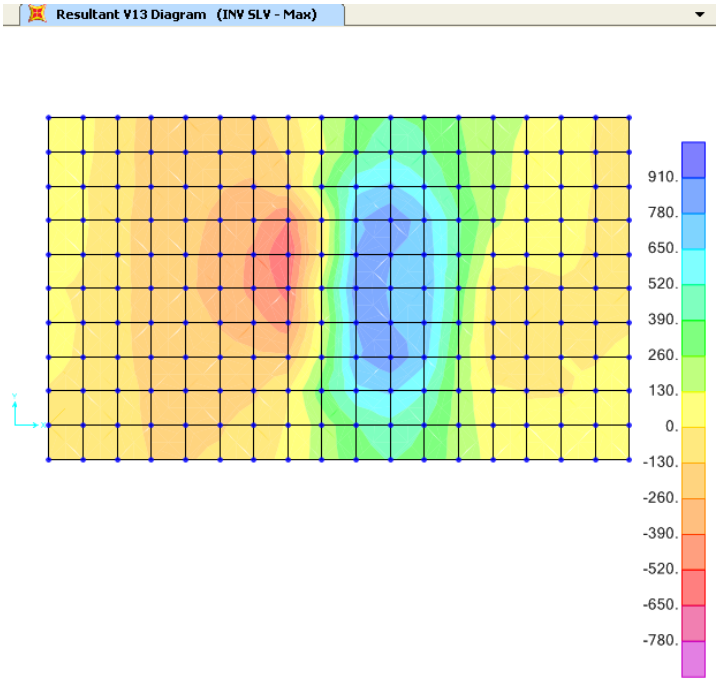


Fig. 9.21 - Combinazione INV SLV: Tagli V13

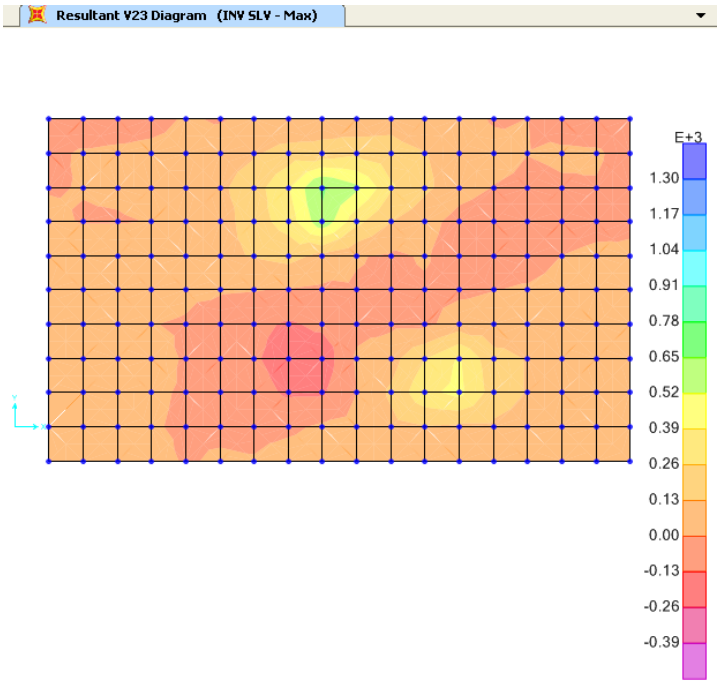


Fig. 9.22 - Combinazione INV SLV: Tagli V23

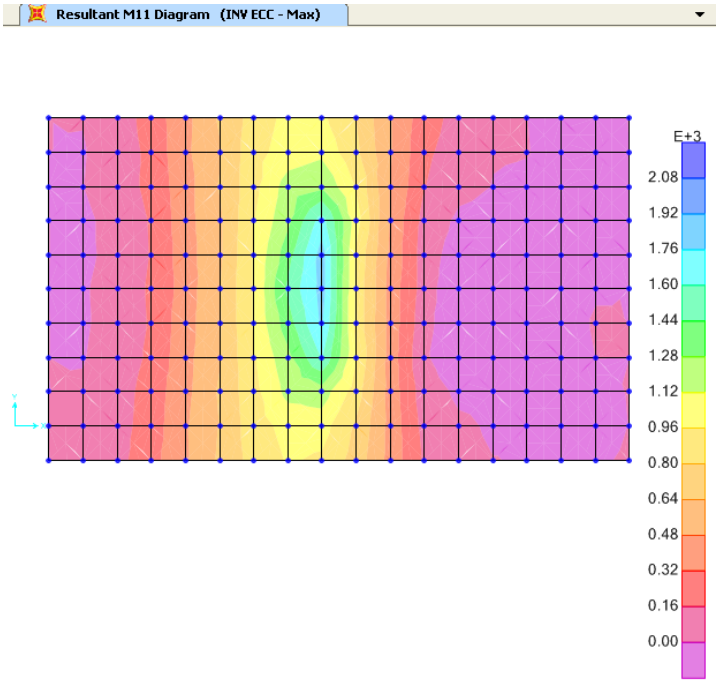


Fig. 9.23 - Combinazione INV ECC: Momenti M11

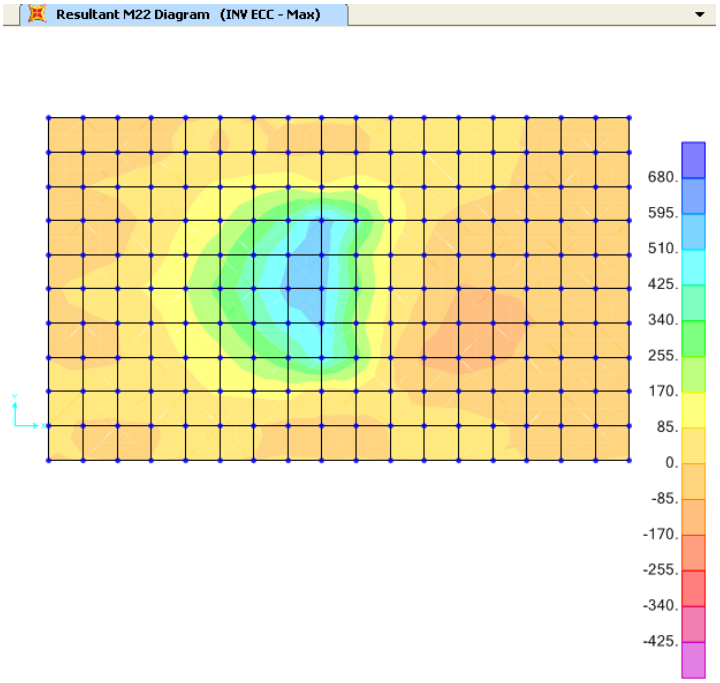


Fig. 9.24 - Combinazione INV ECC: Momenti M22

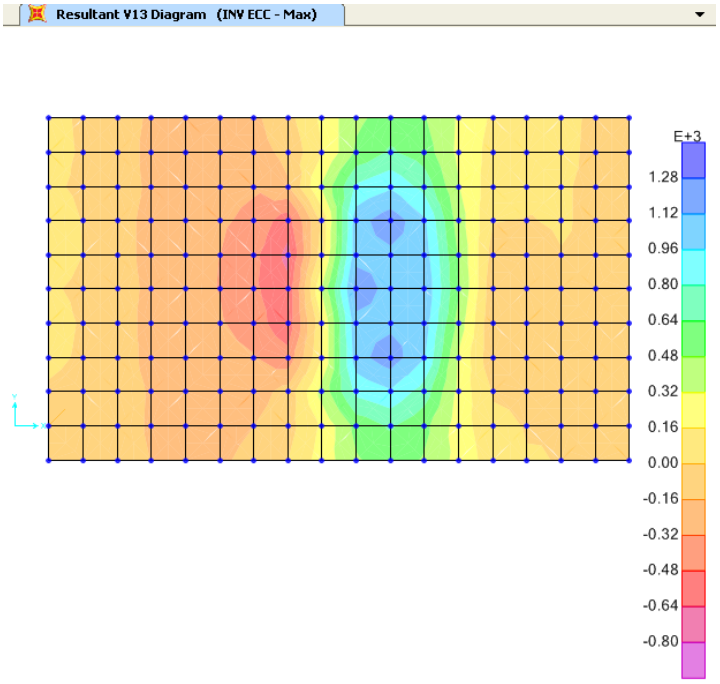


Fig. 9.25 - Combinazione INV ECC: Tagli V13

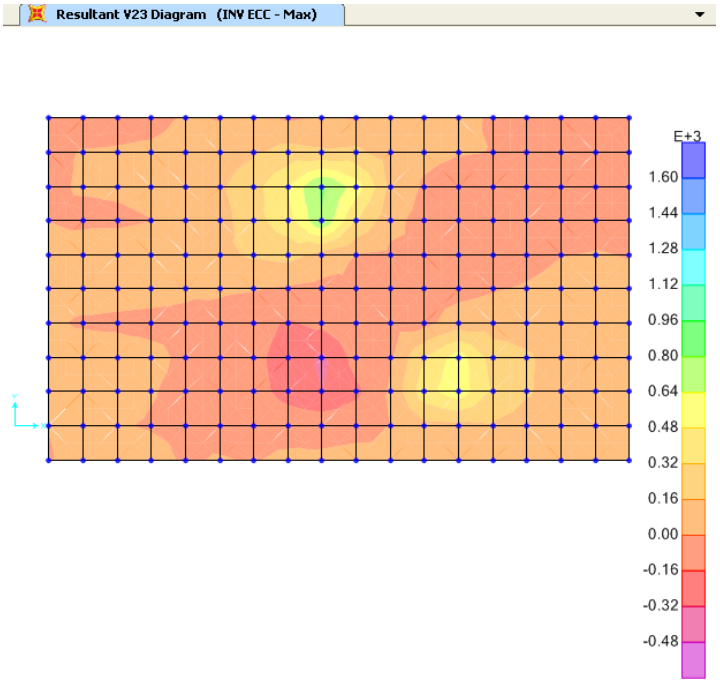


Fig. 9.26 - Combinazione INV ECC: Tagli V23

Di seguito si riportano in tabella le sollecitazioni massime ottenute alla base della colonna in c.a. per i diversi inviluppi di combinazioni.

OutputCa	CaseTyp	StepTyp	P [kN]	V2 [kN	V3 [kN]	T [kNm	M2 [kNm	M3 [kNm
SLU 1	Combination		-2428.12	-450	149.5	0	1136.2	-12645
SLU 2	Combination		-2428.12	-105	232	0	1343.2	-8598
ECC 1	Combination		-1852.4	-830	115	0	874	-15278
ECC 2	Combination		-1852.4	-70	265	0	1254	-6352
SLV 1	Combination	Max	-1845.39	-243.717	144.916	0	1101.3649	-8822.2458
SLV 1	Combination	Min	-1859.41	-436.283	85.084	0	646.6351	-10285.7542
SLV 2	Combination	Max	-1846.601	-40.916	694.721	1500	3409.883	-6130.9617
SLV 2	Combination	Min	-1858.199	-99.084	495.279	1500	1894.117	-6573.0383
SLV 3	Combination	Max	-1914.28	-40.253	144.916	0	1101.3649	-6525.9217
SLV 3	Combination	Min	-1950.52	-99.747	85.084	0	646.6351	-6978.0783
SLU 3 A2	Combination		-1882.4	-390	115	0	874	-10370
SLU 4 A2	Combination		-1882.4	-91	186.5	0	1053.4	-6862.6
SLU 5 EQU	Combination		-1727.16	-450	103.5	0	786.6	-10785
SLU 6 EQU	Combination		-1727.16	-105	186	0	993.6	-6738

Tab. 9.6 - Tabella delle sollecitazioni massime nella colonna

Di seguito si riportano in tabella le sollecitazioni massime ottenute in testa ai micropali per i diversi inviluppi di combinazioni e riferiti rispettivamente alle massime sollecitazioni di sforzo assiale di compressione, di trazione e di taglio.
Nel valutare il momento lungo la lunghezza dei micropali si è considerata la formula teorica per *pali con testa impedita di ruotare, ma libera di spostarsi e sottoposta ad una forza orizzontale*. La sollecitazione di momento risulta pari a:

$M(z) = H^* \lambda/2^* I4$

Dove:

$$\lambda = k_h = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot J}{k_h \cdot D}} = 0.83$$

H è il taglio agente in testa al micropalo

$I4 = e^{-z/\lambda} \cdot (\cos(z/\lambda) - \mathrm{sen}(z/\lambda))$

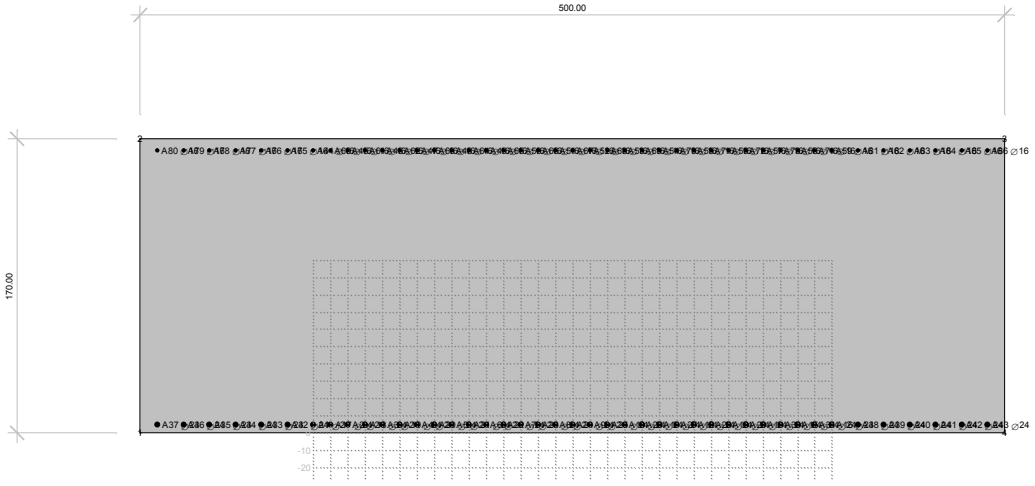
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]
93	SLV 2	Combination	Max	7.82	-3.019	201.431	3.2	-1.3
395	ECC 1	Combination		13.341	-2.673	-59.934	5.5	-1.1
106	ECC 1	Combination		14.583	-2.306	126.575	6.1	-1.0
402	SLV 2	Combination	Min	-1.491	-23.026	56.54	-0.6	-9.6
75	SLU 3 A2	Combination		7.071	-1.783	149.98	2.9	-0.7
395	SLU 3 A2	Combination		6.013	-2.629	-6.83	2.5	-1.1

Tab. 9.7 - Tabella delle sollecitazioni massime nei micropali

9.2.3. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi STR

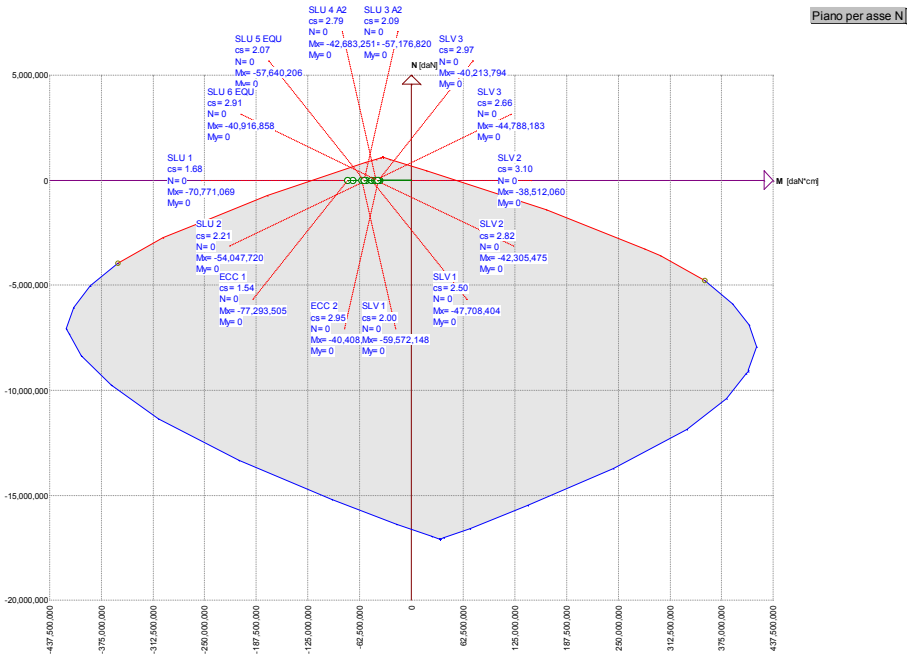
9.2.3.1 Fondazione

La suola di fondazione nella direzione principale presenta la seguente sezione.



Verifica a flessione

La sezione presenta ϕ24/10 come armatura resistente inferiore e ϕ16/10 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo ECC-1, sono pari a:

M_x = 7730 kNm

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.54. La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo ECC-1, è:

V_{sd} = 4630 kN

Per la verifica a taglio si considera una sezione rettangolare b = 500 cm, h = 170 cm, armata a taglio con ϕ20/15 a 2 bracci. A favore di sicurezza non si considerano i distanziatori ϕ20 che forniscono comunque il loro contributo.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	5000 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	1700 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	1650 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	19888 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	0 kN	σcp	0.000 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.348				
vmin	0.310				
ρl	0.002	<	0.02		

VRd = 2637 kN
VRd min = 2557 kN

Se VEd > 2637 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**			
(0<alfa<90)					
n. bracci	2				
ϕstaffa	20 mm				
Asw	628 mm²				
s	150 mm	passo delle staffe		(s max =	1320 mm =
ρw	0.0008	ρwmin			
α cw	1.00				
vl	0.61				
z	**1485 mm**	**braccio**			

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 17378 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **9.91** °
cot(TETA) **5.72** ATTENZIONE VALORE NON ACCETTABILE
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 13933 kN (VRsd max 13933 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 2434 kN (VRsd max 41092 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 6085 kN (VRsd max 28339 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRsd = 6085 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.000
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.5 VRcd = 23214 kN

VRd = 6085 kN

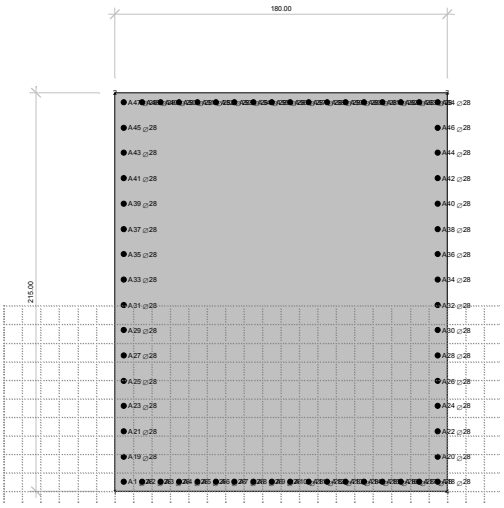
Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 1.86 m

La sezione risulta verificata.

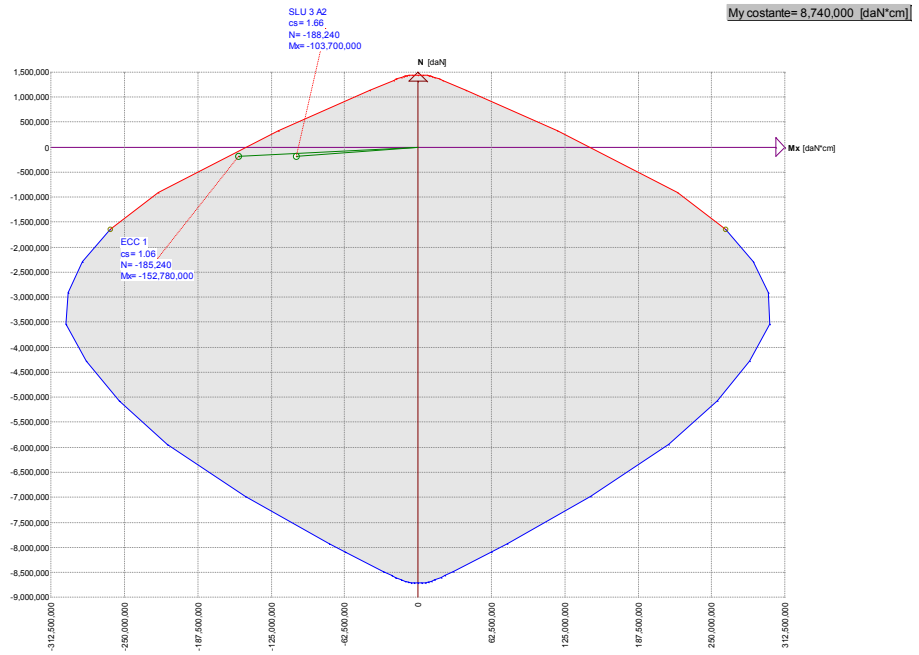
9.2.3.2 Colonna

La colonna presenta la seguente sezione.



Verifica a flessione

La sezione presenta ϕ28/15 come armatura resistente sul lato più lungo e ϕ28/10 come armatura resistente sul lato più corto. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo ECC-1, sono pari a:

M_x = 15278 kNm

M_y = 875 kNm

N = -1852 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.06. La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo ECC-1, è:

V_{sd} = 830 kN

Per la verifica a taglio si considera, a favore di sicurezza, una sezione rettangolare b = 180 cm, h = 220 cm, armata a taglio con ϕ16/15 a 6 bracci in y e ϕ16/15 a 5 bracci in x.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	1800 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	2200 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	2150 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	11088 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	1852 kN	σcp	0.468 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.305				
vmin	0.295				
ρl	0.003	<	0.02		

VRd = 1540 kN
VRd min = 1414 kN

Se VEd > 1540 kN allora occorre dimensionare l'armatura a taglio

ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO-TRAZIONE

ALFA	90 °	**STAFFE VERTICALI**	
(0<alfa<90)			
n. bracci	6		
ϕstaffa	16 mm		
Asw	1206 mm²		
s	150 mm	passo delle staffe	(s max = 1720 mm =
ρw	0.0045	ρwmin	
α cw	1.00		
vl	0.61		
z	**1935 mm**	**braccio**	

1) Verifica preliminare sull'area di armatura trasversale

Asw max 6256 mm² Verifica soddisfatta

2) Trovo TETA che soddisfa VRsd = VRsd max

TETA **23.42** °
cot(TETA) **2.31** Valore ammissibile
(valore compreso tra 1 e 2.5)
e quindi c

VRsd = 14060 kN (VRsd max 14060 kN)

Se cot(TETA) < 1.0 allora assumo cot(TETA) = 1.0

cot(TETA) 1.0

VRsd = 6090 kN (VRsd max 19276 kN)

Se cot(TETA) > 2.5 allora assumo cot(TETA) = 2.5

cot(TETA) 2.5

VRsd = 15224 kN (VRsd max 13294 kN)

Resistenza di calcolo a "Taglio trazione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3088575 VRsd = 14060 kN

RESISTENZA A TAGLIO-COMPRESSIONE

AlfaC 1.026
f'cd 9.0666667 N/mm²

Resistenza di calcolo a "Taglio compressione" della sezione:
Per cot(TETA) = 2.3088575 VRcd = 11814 kN

VRd = 11814 kN

Armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, sono da prolungare di una misura pari a:

al = 2.23 m

La sezione risulta verificata.

Sollecitazioni		
V_{Ed} =	69500	daN
T_{Ed} =	150000	daNm
Geometria e materiali		
b_w =	180	cm
h =	220	cm
c =	5.0	cm
c' =	9.7	cm
d =	210.3	cm
R_{ck} =	400	daN/cm^2
Staffe		
bracci staffe =	5	
φ staffe =	16	mm
passo staffe =	15	cm
f_{cd} =	188	daN/cm^2
θ =	45	°
cotgθ =	1.0	
$A_{s\,tot\,min}$ / s =	55.04	cm^2/m
A_s / s=	**67.02**	**cm^2/m**
A longitudinale per torsione		
n° arm.long. =	62	
φ arm. long. =	28	mm
Acciaio		
f_{yk} =	4500	daN/cm^2
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	391	N/mm^2
Calcestruzzo		
f_{ck} =	33.20	N/mm^2
γ_c =	1.50	
α_{cc} =	0.85	
f_{cd} =	18.81	N/mm^2
$f'_{cd} = 0{,}5\, f_{cd}$ =	9.41	N/mm^2

Verifiche					
Acciaio					
$A_{s\,progetto}$ / s=	**67.02**	**cm^2/m**	>	**55.04**	**Verificato**
$A_{l\,progetto}$ =	**381.77**	**cm^2**	>	**58.27**	**Verificato**
Calcestruzzo					
V_{Rcd} =	**3204720**	**daN**	>	**69500**	**Verificato**
T_{Rcd} =	**921947**	**daNm**	>	**150000**	**Verificato**
Torsione e taglio (4.1.32)					
$T_{Ed}/T_{Rcd} + V_{Ed}/V_{Rcd}$ =	**0.18**		<	**1**	**Verificato**
Staffe per taglio (4.1.18)					
A_{sw} / s = V_{Ed} / (0,9 d f_{yd}(cotgα + cotgθ) senα)					
$A_{sw\,min}$ / s =	6.64	cm^2/m			
Cls per taglio (4.1.19)					
V_{Rcd} = 0,9 d b_w α$_c$ f'_{cd} (cotgα + cotgθ) / (1+cotgθ^2)					
V_{Rcd} =	**3204720**	**daN**			
Cls per torsione (4.1.27)					
T_{Rcd} = 2 A t f'_{cd} ctgθ / (1+ctgθ^2)					
A_c =	39600	cm^2			
u =	800	cm			
A_c/u=	49.50	cm			
2c =	19.40	cm			
t = A_c/u ≥ 2c =	49.50	cm			
A =	19800	cm^2			
T_{Rcd} =	**921947**	**daNm**			
Staffe per torsione (4.1.28)					
A_s / s = T_{Rsd} / (2 A f_{yd} ctgθ)					
$A_{s\,min}$ / s =	9.68	cm^2/m			
Armatura longitudinale per torsione (4.1.29)					
ΣA$_l$ = l_m ctgθ / (2 A f_{yd})					
u_m =	602.00	cm			
$A_{l\,min}$ =	58.27	cm^2			
$A_{l\,progetto}$ =	**381.77**	**cm^2**			

9.2.3.3 Micropali

I micropali hanno dimensione del diametro esterno in cls pari a 300 mm e sono armati con profili tubolari in acciaio di diametro esterno pari a 219 mm e spessore 10 mm.
A favore di sicurezza le verifiche strutturali verranno condotte solo sul profilo in acciaio.

Classificazione sezione in base al D.M. 2008
Sezione inflessa e/o compressa
CLASSE 1

Verifica di resistenza
Verifica secondo il pt. 4.2.4.1.2 del DM 14/01/08

(1) $$\sigma_{x,Ed}^{\ 2} + \sigma_{z,Ed}^{\ 2} - \sigma_{z,Ed}\,\sigma_{x,Ed} + 3\,\tau_{Ed}^{\ 2} \le (f_{yk} / \gamma_{M0})^2 \qquad (4.2.5)$$

dove:
$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;
$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;
τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

Verifica a instabilità
Verifica secondo il pt. 4.2.4.1.3.3 del DM 14/01/08 utilizzando il punto 6.3.3 della EN 1993-1-1: 2005

χ_z=	0.43686		χ_y=	0.43686	
Φ_z=	1.54986		Φ_y=	1.54986	
λ_z^*=	1.36222		λ_y^*=	1.36222	
$N_{cr,z\text{-}z}$=	1256115.107	N	$N_{cr,y\text{-}y}$=	1256115	N

(2) $$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz}\frac{M_{z,Ed}+\Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} \le 1$$

(3) $$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zy}\frac{M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz}\frac{M_{z,Ed}+\Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} \le 1$$

Elem.	Comb	Part	N_{sd} (N)	$M_{sd,y}$ (Nmm)	$M_{sd,z}$ (Nmm)	$V_{sd,y}$ (N)	$V_{sd,z}$ (N)	T (Nmm)	Verifica (1)	Verifica (2)	Verifica (3)
93	SLV 2		-201431	-1816689	701353	7820	-3019	0	0.11	0.231	0.225
395	ECC 1		59934	-3099290	620973	13341	-2673	0	0.06	0.158	0.150
106	ECC 1		-126575	-3387822	535714	14583	-2306	0	0.09	0.160	0.165
402	SLV 2		-56540	346379	5349242	-1491	-23026	0	0.08	0.176	0.184
75	SLU 3 A2		-149980	-1642686	414214	7071	-1783	0	0.08	0.169	0.166
395	SLU 3 A2		6830	-1396899	610751	6013	-2629	0	0.02	0.014	0.013

Le verifiche risultano soddisfatte.

9.2.4. Verifica di capacità portante (carico limite dei micropali) GEO

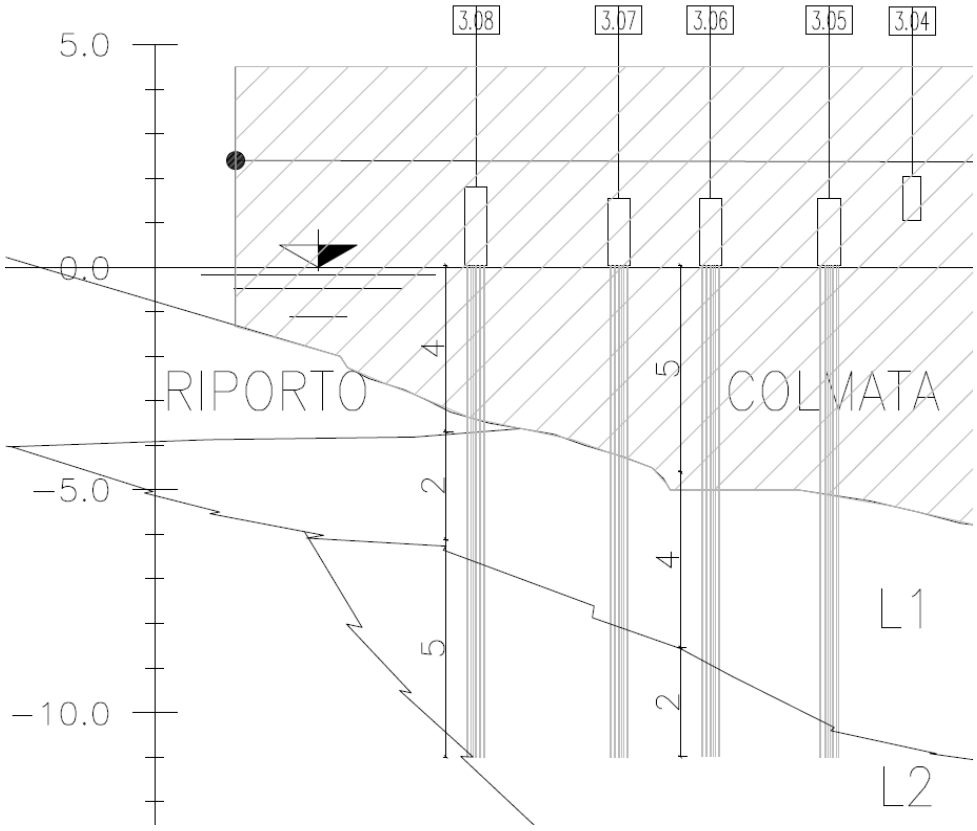
La resistenza laterale in trazione e compressione dei micropali è calcolata come segue:

$$Q_L = \pi \cdot D_d \cdot L_s \cdot q_s$$

dove:
D_d = 30 cm diametro esterno micropalo;
L_s = 11 m lunghezza del micropalo;
q_s = variabile [kPa] è la resistenza laterale, che dipende dai valori di N_{SPT} del terreno, dalla resistenza a taglio non drenata, dalla profondità ecc.

La stratigrafia del terreno sotto le fondazioni, mediata tra la sezione L1-L1 e L2-L2, è costituita dai seguenti strati (vedi figura):

- 4 m circa di riempimento in tout venant;
- 2 m circa dello strato L1;
- 5 m circa dello strato L2.



In relazione alle caratteristiche dei terreni presenti in sito, fino alle profondità interessate, si sono considerate le seguenti tensioni tangenziale di aderenza q_s tra micropalo e terreno:

- 50 kPa per lo strato in tout venant;
- 60 kPa per lo strato L1 ricavato dall'espressione $C_u = 0.46*OCR^{0.7}*\sigma_v'$;
- 30 kPa per lo strato L2 ricavato dall'espressione $C_u = 0.46*OCR^{0.7}*\sigma_v'$;

La resistenza caratteristica di punta invece vale massimo il 15% di quella laterale.

La resistenza ultima di progetto risulta la seguente:

$$Q_{amm} = \frac{Q_L}{\gamma_R \cdot \xi}$$

in cui:

γ_R Coefficiente parziale per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni profonde (R2, R3) (tab. 6.4.II delle NTC).;

ξ Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (tab. 6.4.IV delle NTC).

Di seguito si riportano le verifiche per i diversi approcci.

Approccio 1 comb. 2

Le sollecitazioni di calcolo massime risultano:
N_{comp} = -150 kN (SLU 3 A2)
N_{trazp} = 7 kN (SLU 3 A2)

Le resistenze caratteristiche risultano:

$$Q_L = \pi \cdot D_d \cdot L_s \cdot q_s = 3.14 \cdot 0.3 \cdot (50 \cdot 4 + 60 \cdot 2 + 30 \cdot 5) = 443kN$$
$$Q_P = 15\% Q_L = 66kN$$

La resistenza di progetto, considerando a favore di sicurezza solo la resistenza laterale, risulta:

$$Q_{amm,c} = \frac{Q_L}{\gamma_R \cdot \xi} = \frac{443}{1.45 \cdot 1.7} = 180 > 150kN$$ per la verifica a compressione

$$Q_{amm,t} = \frac{Q_L}{\gamma_R \cdot \xi} = \frac{443}{1.6 \cdot 1.7} = 163 > 7kN$$ per la verifica a trazione

Le verifiche risultano soddisfatte

Approccio 2

Le sollecitazioni di calcolo massime risultano:
N_{comp} = -201 kN (SLV 2)
N_{trazp} = 60 kN (ECC 1)

Le resistenze caratteristiche risultano:

$$Q_L = \pi \cdot D_d \cdot L_s \cdot q_s = 3.14 \cdot 0.3 \cdot (50 \cdot 4 + 60 \cdot 2 + 30 \cdot 5) = 443kN$$
$$Q_P = 15\% Q_L = 66kN$$

La resistenza di progetto, considerando a favore di sicurezza solo la resistenza laterale, risulta:

$$Q_{amm,c} = \frac{Q_L}{\gamma_R \cdot \xi} = \frac{443}{1.15 \cdot 1.7} = 227 > 201kN \text{ per la verifica a compressione}$$
$$Q_{amm,t} = \frac{Q_L}{\gamma_R \cdot \xi} = \frac{443}{1.25 \cdot 1.7} = 208 > 60kN \text{ per la verifica a trazione}$$

La verifica di portanza per un gruppo di pali è espressa nella seguente equazione:

$P_{p,ult}$ = ε*n* P_{ult} = 27910 kN
P = $P_{p,ult}$ / s = 9303 kN
in cui:
n è il numero di pali = 60
ε è il coefficiente di efficienza per gruppo di pali in funzione del rapporto D/i, ricavato facendo media tra il valore per pali in terreni incoerenti (1.4) e pali in terreni coerenti (0.7), e pari a 1.05
P_{ult} è il carico portante del singolo palo = 443 kN
s è il coefficiente di sicurezza per pali sospesi = 3

Il carico massimo equivalente per la combinazione eccezionale risulta:
N = 8925 kN < P = 9303 kN

Le verifiche risultano soddisfatte

9.3. Fondazioni da 2.01B a 2.14B e da 2.03A a 2.09A

Le fondazioni in oggetto consistono in plinti superficiali di fondazione di dimensione in pianta quadrata pari a 4.0 m x 4.0 m ed altezza 1.50 m.
Le fondazioni fanno da base per i piedritti dei telai in acciaio a sostegno del carbonodotto. La verifica viene effettuata sulle fondazioni tipo B considerate maggiormente sollecitate.

9.3.1. Verifica di resistenza STR

Il plinto di fondazione presenta la seguente geometria:
Lunghezza = 4.0 m
Larghezza = 4.0 m
Altezza sezione h = 1.5 m

Le massime sollecitazioni che agiscono sul plinto agli stati limite ultimi sono le seguenti:

<u>SLU A1</u>
N_{sd} = -1490 kN / -650 kN
$V_{sd,x}$ = 22 kN
$V_{sd,y}$ = 360 kN
<u>SLU A2</u>
N_{sd} = -1810 kN / -481 kN
$V_{sd,x}$ = 19 kN
$V_{sd,y}$ = 312 kN

ECC

N_{sd} = -1650 kN / +50 kN

$V_{sd,x}$ = 15 kN

$V_{sd,y}$ = 700 kN

SLV X

N_{sd} = -835 kN / -765 kN

$V_{sd,x}$ = 6 kN

$V_{sd,y}$ = 0 kN

SLV Y

N_{sd} = -1050 kN / -550 kN

$V_{sd,x}$ = 0 kN

$V_{sd,y}$ = 200 kN

Il plinto presenta ϕ18/20 in entrambe le direzioni come armatura resistente inferiore e superiore.

Trattandosi di plinto rigido (v/h<2), la sollecitazione per il calcolo dell'armatura risulta:

$$T_{1d} = R_{d1} \cdot \frac{X_1 - 0.25b}{0.85d}$$

dove:

$$X1 = \frac{B_1}{6} \cdot \frac{3q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}{2q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}$$

$$R_{1d} = \frac{N_d}{2} + \frac{3}{2} \cdot \frac{M}{B_1}$$

B1 = B2 = 4.0 m

b = 0.8 m

SLU

q_{max} = 180 kPa per

N = 2090 kN

M = 540 kNm

X1 = 0.96

R_{1d} = 1247 kN

T_{1d} = 770 kN

ECC

q_{max} = 210 kPa per

N = 2250 kN

M = 1050 kNm

X1 = 0.95

R_{1d} = 1518 kN

T_{1d} = 924 kN

SLV Y

q_{max} = 130 kPa per

N = 1650 kN

M = 300 kNm

X1 = 0.97

R_{1d} = 937 kN

T_{1d} = 585 kN

$T_{Rd} = A_s * f_{yd} = 1272 * 391 = 497$ kN/m > $T_{1d} / 4 = 231$ kN/m

<u>Baggioli</u>

I collari vengono verificati come elementi tozzi.

Si riporta qui di seguito la verifica dei collari più significativi.
Le sollecitazioni di calcolo risultano:
V_{sd} = 700 kN
H_{sd} = +25 kN

La resistenza a trazione delle armature vale:

$$Prd = \frac{(As * fyd - H)}{\lambda} = 712kN > Vsd$$

Dove:
$A_s = 6\phi16 = 1200\ mm^2$
$\lambda = l/0.9d = 450/(0.9*750)=0.625$

9.3.2. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1

Le fondazioni sono sempre tutte reagenti.
Si considera l'inviluppo dello stato limite ultimo:

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A1) risulta:
p = 1.80 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A2) risulta:
p = 1.42 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (ECC) risulta:
p = 2.10 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite di vita risulta:
p = 1.30 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo in condizioni eccezionali (ECC).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	1.27	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	51.8	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.90	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$Q_{lim} = 0{,}5*\gamma*(B-2e_t)*N_\gamma*s_\gamma*d_\gamma*i_\gamma*b_\gamma*g_\gamma+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+\gamma_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$

$N\gamma=1{,}5*(Nq-1)*\tan\varphi$ = **56.1742** $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = **48.9332** $Nc=(Nq-1)*\cot\varphi$ = **61.3517**

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Ql_{im}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
4.00	4.00	1.85	2.67	0.667	0.667	0.7333	1.5209	1.5317	1.000	1.1068	1.185	0.1319	0.1802	0.1802	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	65.91990339

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 2.8$ kg/cm^2 > p =2.1 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo (SLU A1).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.17	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	9.7	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.90	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$Q_{lim} = 0{,}5*\gamma*(B-2e_t)*N_\gamma*s_\gamma*d_\gamma*i_\gamma*b_\gamma*g_\gamma+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+\gamma_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$

$N\gamma=1{,}5*(Nq-1)*\tan\varphi$ = **56.1742** $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = **48.9332** $Nc=(Nq-1)*\cot\varphi$ = **61.3517**

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Ql_{im}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
4.00	4.00	1.85	2.67	0.667	0.667	0.7333	1.5209	1.5317	1.000	1.1068	1.185	0.5546	0.7961	0.7961	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	288.3507796

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 12.5$ kg/cm^2 > p =<u>1.8 kg/cm^2.</u>

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo (SLU A2).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.25	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	14.5	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	32	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.90	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$Q_{lim} = 0{,}5*\gamma*(B-2e_t)*N_\gamma*s_y*d_y*i_y*b_y*g_y+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+\gamma_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$

$N\gamma=1{,}5*(Nq-1)*\tan\varphi$ = **20.7864** $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = **23.1767** $Nc=(Nq-1)*\cot\varphi$ = **35.4902**

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	dq	dc	i_γ	iq	ic	b_γ	bq	bc	g_γ	g_q	g_c	Ql_{im}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
4.00	4.00	1.85	2.67	0.667	0.667	0.7333	1.4166	1.4354	1.000	1.1277	1.185	0.3004	0.7045	0.7045	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	103.2853982

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 1.8$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 5.7$ kg/cm^2 > p =1.42 kg/cm^2.

9.3.3. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 2

La verifica si conduce verificando che il taglio massimo alla base della fondazione sia inferiore a (N * tgϕ' / γ_R), con N pari al carico verticale trasmesso in fondazione.
Il taglio massimo alla base della fondazione si ottiene in condizioni eccezionali e vale V_{max} = 700 kN.
N_{ecc} = 2250 kN

(N * tgϕ' / γ_R) = 2250 * tg(38°) / 1.1 = 1600 kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

Il taglio alla base della fondazione in condizioni ultime SLU A1 vale V_{max} = 360 kN.
N_{slu} = 2090 kN

(N * tgϕ' / γ_R) = 2090 * tg(38°) / 1.1 = 1484 kN > V_{sd}

La verifica è soddisfatta.

Il taglio alla base della fondazione in condizioni ultime SLU A2 vale V_{max} = 312 kN.
N_{slu} = 1810 kN

$(N * tg\phi' / \gamma_R) = 1810 * tg(32°) / 1.1 = 1028$ kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

9.3.4. Verifica a ribaltamento EQU

La verifica si conduce verificando che i momenti stabilizzanti rispetto ad un vertice della fondazione siano maggiori di quelli ribaltanti per la combinazione EQU.

$F_s = 0.9*(650+600+106) = 1220$ kN b = 2 m
$F_{r,1} = 1.5*280 = 420$ kN b = 2 m
$F_{r,2} = 1.5*240 = 360$ kN b = 1.5 m

$M_s = 2440$ kNm > $M_r = 1380$ kNm
La verifica è soddisfatta.

9.4. Fondazione 2.01A

Le fondazione in oggetto consiste in un plinto superficiale di fondazione di dimensione in pianta quadrata pari a 4.0 m x 4.0 m ed altezza 1.50 m.
La fondazione fa da base per i piedritti del telai in acciaio a sostegno del carbonodotto.
Il baggiolo di alloggio per i tirafondi è eccentrico rispetto all'asse della fondazione parallelo all'asse del telaio.

9.4.1. Verifica di resistenza STR

Il plinto di fondazione presenta la seguente geometria:
Lunghezza = 4.0 m
Larghezza = 4.0 m
Altezza sezione h = 1.5 m

Le massime sollecitazioni che agiscono sul plinto agli stati limite ultimi sono le seguenti:

SLU A1
N_{sd} = -1452 kN / -505 kN
$V_{sd,x}$ = 7.5 kN
$V_{sd,y}$ = 0 kN

SLU A2
N_{sd} = -1304 kN / -560 kN
$V_{sd,x}$ = 6.5 kN
$V_{sd,y}$ = 0 kN

ECC
N_{sd} = -1775 kN / -75 kN
$V_{sd,x}$ = 15 kN
$V_{sd,y}$ = 0 kN

SLV X

N_{sd} = -940 kN / -910 kN

$V_{sd,x}$ = 6 kN

$V_{sd,y}$ = 0 kN

SLV Y

N_{sd} = -1175 kN / -675 kN

$V_{sd,x}$ = 0 kN

$V_{sd,y}$ = 0 kN

Il plinto presenta ϕ18/20 in entrambe le direzioni come armatura resistente inferiore e superiore.

Trattandosi di plinto rigido (v/h<2), la sollecitazione per il calcolo dell'armatura risulta:

$$T_{1d} = R_{d1} \cdot \frac{X_1 - 0.25b}{0.85d}$$

dove:

$$X1 = \frac{B_1}{6} \cdot \frac{3q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}{2q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}$$

$$R_{1d} = \frac{N_d}{2} + \frac{3}{2} \cdot \frac{M}{B_1}$$

B1 = B2 = 4.0 m

b = 0.7 m

SLU

q_{max} = 163 kPa per

N = 1452 kN

M = 11.25 kNm

X1 = 0.99
R_{1d} = 730 kN
T_{1d} = 483 kN

ECC
q_{max} = 200 kPa per
N = 1175 kN
M = 22.5 kNm

X1 = 0.97
R_{1d} = 596 kN
T_{1d} = 384 kN

SLV Y
q_{max} = 130 kPa per
N = 1175 kN
M = 0 kNm

X1 = 0.96
R_{1d} = 587 kN
T_{1d} = 378 kN

$T_{Rd} = A_s * f_{yd} = 1272 * 391 = 497$ kN/m > $T_{1d} / 4 = 121$ kN/m

9.4.2. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1

Le fondazioni sono sempre tutte reagenti.
Si considera l'inviluppo dello stato limite ultimo:

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A1) risulta:
p = 1.63 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A2) risulta:
$p = 1.38$ kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (ECC) risulta:
$p = 2.00$ kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite di vita risulta:
$p = 1.30$ kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo in condizioni eccezionali (ECC).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione

Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	1.27	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	51.8	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.90	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$Q_{lim} = 0{,}5*\gamma*(B-2e_t)*N_\gamma*s_\gamma*d_\gamma*i_\gamma*b_\gamma*g_\gamma+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+\gamma_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$

$N_\gamma=1{,}5*(Nq-1)*\tan\varphi$ = **56.1742** $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = **48.9332** $Nc=(Nq-1)*\cot\varphi$ = **61.3517**

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Ql_{im}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
4.00	4.00	1.85	2.67	0.667	0.667	0.7333	1.5209	1.5317	1.000	1.1068	1.185	0.1319	0.1802	0.1802	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	65.91990339

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 2.8$ kg/cm^2 $> p =$ 2.0 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo (SLU A1).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.17	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	9.7	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.90	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$Q_{lim} = 0{,}5*\gamma*(B-2e_t)*N_\gamma*s_y*d_y*i_y*b_y*g_y+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+\gamma_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$

$N\gamma=1{,}5*(Nq-1)*\tan\varphi$ = **56.1742** $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = **48.9332** $Nc=(Nq-1)*\cot\varphi$ = **61.3517**

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Ql_{im}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
4.00	4.00	1.85	2.67	0.667	0.667	0.7333	1.5209	1.5317	1.000	1.1068	1.185	0.5546	0.7961	0.7961	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	288.3507796

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 12.5$ kg/cm^2 > p =<u>1.6 kg/cm^2.</u>

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo (SLU A2).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.25	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	14.5	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	32	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.90	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$Q_{lim} = 0{,}5*\gamma*(B-2e_t)*N_\gamma*s_y*d_y*i_y*b_y*g_y+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+\gamma_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$

$N\gamma=1{,}5*(Nq-1)*\tan\varphi$ = **20.7864** $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = **23.1767** $Nc=(Nq-1)*\cot\varphi$ = **35.4902**

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Ql_{im}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
4.00	4.00	1.85	2.67	0.667	0.667	0.7333	1.4166	1.4354	1.000	1.1277	1.185	0.3004	0.7045	0.7045	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	103.2853982

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 1.8$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 5.7$ kg/cm^2 > p =1.38 kg/cm^2.

9.4.3. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 2

La verifica si conduce verificando che il taglio massimo alla base della fondazione sia inferiore a (N * tgϕ' / γ_R), con N pari al carico verticale trasmesso in fondazione.
Il taglio massimo alla base della fondazione si ottiene in condizioni eccezionali e vale V_{max} = 15 kN.
N_{ecc} = 675 kN

(N * tgϕ' / γ_R) = 675 * tg(38°) = 527 kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

9.4.4. Verifica a ribaltamento EQU

La verifica si conduce verificando che i momenti stabilizzanti rispetto ad un vertice della fondazione siano maggiori di quelli ribaltanti per la combinazione EQU.

$F_s = 0.9*(325+600) = 925$ kN b = 1.47 m
$F_{r,1} = 1.5*280 = 420$ kN b = 1.47 m
$F_{r,2} = 1.5*5 = 7.5$ kN b = 1.5 m

$M_s = 1360$ kNm > $M_r = 630$ kNm
La verifica è soddisfatta.

9.5. Fondazioni da 2.10A a 2.14A e da 3.01A a 3.03A

I piedritti dei telai in acciaio a sostegno del carbonodotto in oggetto insistono direttamente sul muro di sostegno tra la piattaforma e la cassa di colmata.

Le fondazioni quindi consistono in dadi superficiali posti in sommità del muro di dimensione in pianta rettangolare pari a 1.2 m x 0.7 m ed altezza 0.10 m ed hanno funzione di alloggio per i tirafondi di fondazione dei sostegni.

Le forze agenti localmente sul muro in corrispondenza di questi appoggi hanno solo carattere verticale.

Di seguito si riportano le sollecitazioni più gravose, per i diversi stati limite, riguardanti le fondazioni da 2.10A a 2.14A.

<u>SLU A1</u>
N_{sd} = -852 kN / +95 kN

<u>SLU A2</u>
N_{sd} = -689 kN / +40 kN

<u>ECC</u>
N_{sd} = -1175 kN / +525 kN

SLV Y

N_{sd} = -575 kN / -75 kN

Le sollecitazioni massime in compressione ed in trazione si ottengono con la combinazione eccezionale.

Per la verifica a sollevamento si ottiene:

P_{muro} = 152 kN/m > 525 kN / 6.2 m = 85 kN/m

Per la verifica a compressione in fondazione si ottiene:

q_{muro} = 152 kN/m / 2.5 = 61 kPa

q_{ecc} = 1175 / 6.2 / 2.5 = 76 kPa

q_{tot} = 61 + 76 = 137 kPa < q_{amm} = 1800 kPa

9.6. Fondazioni 3.01B e 3.02B

Le fondazioni in oggetto consistono in plinti superficiali di fondazione di dimensione in pianta quadrata pari a 4.0 m x 4.0 m ed altezza 1.00 m.
Le fondazioni fanno da base per i piedritti dei telai in acciaio a sostegno del carbonodotto.

9.6.1. Verifica di resistenza STR

Il plinto di fondazione presenta la seguente geometria:
Lunghezza = 4.0 m
Larghezza = 4.0 m
Altezza sezione h = 1.0 m

Le massime sollecitazioni che agiscono sul plinto agli stati limite ultimi sono le seguenti:

SLU A1

N_{sd} = -1366 kN / -602 kN

$V_{sd,x}$ = 7.5 kN

$V_{sd,y}$ = 240 kN

SLU A2

N_{sd} = -1064 kN / -635 kN

$V_{sd,x}$ = 6.5 kN

$V_{sd,y}$ = 208 kN

ECC

N_{sd} = -1345 kN / -355 kN

$V_{sd,x}$ = 16 kN

$V_{sd,y}$ = 470 kN

SLV Y

N_{sd} = -1065 kN / -635 kN

$V_{sd,y}$ = 205 kN

Il plinto presenta ϕ18/20 in entrambe le direzioni come armatura resistente inferiore e superiore.

Trattandosi di plinto rigido (v/h<2), la sollecitazione per il calcolo dell'armatura risulta:

$$T_{1d} = R_{d1} \cdot \frac{X_1 - 0.25b}{0.85d}$$

dove:

$$X1 = \frac{B_1}{6} \cdot \frac{3q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}{2q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}$$

$$R_{1d} = \frac{N_d}{2} + \frac{3}{2} \cdot \frac{M}{B_1}$$

B1 = B2 = 4.0 m
b = 1.0 m

SLU
q_{max} = 140 kPa per
N = 1872 kN
M = 240 kNm

X1 = 0.97
R_{1d} = 1026 kN
T_{1d} = 915 kN

ECC
q_{max} = 160 kPa per
N = 1851 kN
M = 470 kNm

X1 = 0.96
R_{1d} = 1101 kN
T_{1d} = 968 kN

SLV Y
q_{max} = 117 kPa per
N = 1571 kN
M = 205 kNm

X1 = 0.97
R_{1d} = 862 kN
T_{1d} = 770 kN

$T_{Rd} = A_s * f_{yd} = 1272 * 391 = 497$ kN/m > $T_{1d} / 4 = 968 / 4 = 242$ kN/m

<u>Baggioli</u>

I collari vengono verificati come elementi tozzi.
Si riporta qui di seguito la verifica dei collari più significativi.

Le sollecitazioni di calcolo risultano:
$V_{sd} = 470$ kN
$H_{sd} = -355$ kN

La resistenza a trazione delle armature vale:

$$Prd = \frac{(As * fyd - H)}{\lambda} = 738kN > Vsd$$

Dove:
As = 5ϕ16 = 1000 mm^2
λ = l/0.9d = 450/(0.9*950)=0.53

9.6.2. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1

Le fondazioni sono sempre tutte reagenti.
Si considera l'inviluppo dello stato limite ultimo:

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A1) risulta:
p = 1.40 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A2) risulta:
p = 1.17 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (ECC) risulta:
p = 1.60 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite di vita risulta:
$p = 1.17$ kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo in condizioni eccezionali (ECC).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.55	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	28.6	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.90	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$$Q_{lim} = 0{,}5{*}\gamma{*}(B\text{-}2e_l){*}N_\gamma{*}s_\gamma{*}d_\gamma{*}i_\gamma{*}b_\gamma{*}g_\gamma{+}c{*}N_c{*}s_c{*}d_c{*}i_c{*}b_c{*}g_c{+}\gamma_{sup}{*}D{*}N_q{*}s_q{*}d_q{*}i_q{*}b_q{*}g_q$$

$N\gamma=1{,}5{*}(Nq\text{-}1){*}\tan\varphi$ = **56.1742** $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = **48.9332** $Nc=(Nq\text{-}1){*}\cot\varphi$ = **61.3517**

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	dq	dc	i_γ	iq	ic	b_γ	bq	bc	g_γ	g_q	g_c	Ql_{im}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
4.00	4.00	1.35	2.67	0.667	0.667	0.7333	1.5209	1.5317	1.000	1.0779	1.135	0.0612	0.4654	0.4654	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	102.1514825

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 4.4$ kg/cm^2 > p =1.6 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo (SLU A1).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.22	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	12.2	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.90	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$Q_{lim} = 0{,}5*\gamma*(B-2e_t)*N_\gamma*s_\gamma*d_\gamma*i_\gamma*b_\gamma*g_\gamma+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+\gamma_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$

$N\gamma=1{,}5*(Nq-1)*\tan\varphi$ = **56.1742** $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = **48.9332** $Nc=(Nq-1)*\cot\varphi$ = **61.3517**

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Ql_{im}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
4.00	4.00	1.35	2.67	0.667	0.667	0.7333	1.5209	1.5317	1.000	1.0779	1.135	0.461	0.7473	0.7473	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	201.8624449

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 8.7$ kg/cm^2 > p =1.4 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo (SLU A2).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.18	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	10.3	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	32	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.90	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$Q_{lim} = 0,5*\gamma*(B-2e_l)*N_\gamma*s_\gamma*d_\gamma*i_\gamma*b_\gamma*g_\gamma+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+\gamma_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$

$N\gamma=1,5*(Nq-1)*\tan\varphi$ = 20.7864 $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = 23.1767 $Nc=(Nq-1)*\cot\varphi$ = 35.4902

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg. B	Lung. L	Prof. D	B'	Trasv. et	Long. el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Q_{lim}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
4.00	4.00	1.35	2.67	0.667	0.667	0.7333	1.4166	1.4354	1.000	1.0932	1.135	0.4599	0.7842	0.7842	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	89.95402869

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 1.8$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 5.0$ kg/cm^2 > p =1.17 kg/cm^2.

9.6.3. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 2

La verifica si conduce verificando che il taglio massimo alla base della fondazione sia inferiore a ($N * tg\phi' / \gamma_R$), con N pari al carico verticale trasmesso in fondazione.
Il taglio massimo alla base della fondazione si ottiene in condizioni eccezionali e vale $V_{max} = 470$ kN.
$N_{ecc} = 861$ kN

$(N * tg\phi' / \gamma_R) = 861 * tg(38°) / 1.1 = 611$ kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

Il taglio alla base della fondazione in condizioni ultime SLU A1 vale $V_{max} = 240$ kN.
$N_{slu} = 1108$ kN
$(N * tg\phi' / \gamma_R) = 1108 * tg(38°) / 1.1 = 787$ kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

Il taglio alla base della fondazione in condizioni ultime SLU A2 vale V_{max} = 208 kN.
N_{slu} = 1035 kN

$(N * tg\phi' / \gamma_R) = 1035 * tg(32°) / 1.1 = 590$ kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

9.6.4. Verifica a ribaltamento EQU

La verifica si conduce verificando che i momenti stabilizzanti rispetto ad un vertice della fondazione siano maggiori di quelli ribaltanti per la combinazione EQU.

F_s = 0.9*(780+400+106) = 1157 kN b = 2 m
$F_{r,1}$ = 1.5*165 = 247.5 kN b = 2 m
$F_{r,2}$ = 1.5*160 = 240 kN b = 1 m

M_s = 2314 kNm > M_r = 735 kNm
La verifica è soddisfatta.

9.7. Fondazioni 3.03B e 3.04B

Le fondazioni in oggetto consistono in plinti superficiali di fondazione di dimensione in pianta quadrata pari a 4.0 m x 4.0 m ed altezza 1.00 m.
Le fondazioni fanno da base per i piedritti dei telai in acciaio a sostegno del carbonodotto. Per il dimensionamento e la verifica si fa riferimento alla fondazione 3.03B.

9.7.1. Verifica di resistenza STR

Il plinto di fondazione presenta la seguente geometria:
Lunghezza = 4.0 m
Larghezza = 4.0 m
Altezza sezione h = 1.0 m

Eccentricità = 0.2 m

Le massime sollecitazioni che agiscono sul plinto agli stati limite ultimi sono le seguenti:

SLU A1
N_{sd} = -2478 kN
$M_{sd,y}$ = 801 kNm
$M_{sd,x}$ = 7.5 kNm
$V_{sd,y}$ = 0 kN
$V_{sd,x}$ = 255 kN

SLU A2
N_{sd} = -1943 kN
$M_{sd,y}$ = 671 kNm
$M_{sd,x}$ = 0 kNm
$V_{sd,y}$ = 0 kN
$V_{sd,x}$ = 221 kN

ECC
N_{sd} = -2198 kN
$M_{sd,y}$ = 1195 kNm
$M_{sd,x}$ = 20 kNm
$V_{sd,y}$ = 0 kN
$V_{sd,x}$ = 470 kN

SLV Y
N_{sd} = -1918 kN
$M_{sd,y}$ = 635 kNm
$M_{sd,x}$ = 0 kNm
$V_{sd,y}$ = 0 kN
$V_{sd,x}$ = 205 kN

Il plinto presenta ϕ18/20 in entrambe le direzioni come armatura resistente inferiore e superiore.

Trattandosi di plinto rigido (v/h<2), la sollecitazione per il calcolo dell'armatura risulta:

$$T_{1d} = R_{d1} \cdot \frac{X_1 - 0.25b}{0.85d}$$

dove:

$$X1 = \frac{B_1}{6} \cdot \frac{3q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}{2q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}$$

$$R_{1d} = \frac{N_d}{2} + \frac{3}{2} \cdot \frac{M}{B_1}$$

B1 = B2 = 4.0 m

b = 0.9 m

SLU

q_{max} = 230 kPa per

N = 2478 kN

M = 801 kNm

X1 = 0.99

R_{1d} = 1242 kN

T_{1d} = 756 kN

ECC

q_{max} = 250 kPa per

N = 2198 kN

M = 1195 kNm

X1 = 0.99
R_{1d} = 1106 kN
T_{1d} = 673 kN

SLV Y
q_{max} = 180 kPa per
N = 1918 kN
M = 635 kNm

X1 = 1.00
R_{1d} = 959 kN
T_{1d} = 584 kN

$T_{Rd} = A_s * f_{yd} = 1272 * 391 = 497$ kN/m > $T_{1d} / 4 = 756 / 4 = 190$ kN/m

Baggioli

I collari vengono verificati come elementi tozzi.
Si riporta qui di seguito la verifica dei collari più significativi.

Le sollecitazioni di calcolo risultano:
V_{sd} = 470 kN
H_{sd} = -520 kN

La resistenza a trazione delle armature vale:

$$P_{Rd} = \frac{\left(As \cdot f_{yd} - H\right)}{\lambda} = 530kN > V_{Sd}$$

Dove:
As = 5ϕ16 = 1000 mm^2
λ = l/0.9d = 1400/(0.9*900)=1.72

9.7.2. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1

Le fondazioni sono sempre tutte reagenti.
Si considera l'inviluppo dello stato limite ultimo:

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A1) risulta:
$p = 2.30$ kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A2) risulta:
$p = 1.84$ kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (ECC) risulta:
$p = 2.50$ kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite di vita risulta:
$p = 1.80$ kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo in condizioni eccezionali (ECC).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.29	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	16.1	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.70	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$$Q_{lim} = 0{,}5*\gamma*(B-2e_t)*N_\gamma*s_y*d_y*i_y*b_y*g_y+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+\gamma_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$$

$N_\gamma=1{,}5*(Nq-1)*\tan\varphi$ = **56.1742** $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = **48.9332** $Nc=(Nq-1)*\cot\varphi$ = **61.3517**

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Ql_{im}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
4.00	4.00	2.00	2.67	0.667	0.667	0.733	1.521	1.532	1.000	1.115	1.200	0.332	0.674	0.674	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	221.2999795

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 9.6$ kg/cm^2 > p =2.5 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo (SLU A1).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.19	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	10.75	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.70	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$$Q_{lim} = 0{,}5*\gamma*(B-2e_t)*N_\gamma*s_y*d_y*i_y*b_y*g_y+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+\gamma_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$$

$N_\gamma=1{,}5*(Nq-1)*\tan\varphi$ = **56.1742** $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = **48.9332** $Nc=(Nq-1)*\cot\varphi$ = **61.3517**

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Ql_{im}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
4.00	4.00	2.00	2.67	0.667	0.667	0.733	1.521	1.532	1.000	1.115	1.200	0.514	0.775	0.775	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	266.8523729

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 11.5$ kg/cm^2 > p =2.3 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo (SLU A2).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.21	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	11.85	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	32	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.70	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$$Q_{lim} = 0{,}5{*}\gamma{*}(B\text{-}2e_t){*}N_\gamma{*}s_\gamma{*}d_\gamma{*}i_\gamma{*}b_\gamma{*}g_\gamma + c{*}N_c{*}s_c{*}d_c{*}i_c{*}b_c{*}g_c + \gamma_{sup}{*}D{*}N_q{*}s_q{*}d_q{*}i_q{*}b_q{*}g_q$$

$N_\gamma = 1{,}5{*}(Nq\text{-}1){*}\tan\varphi$ = **20.7864** $Nq = e^{\pi\tan\varphi}{*}\tan^2(45+\varphi/2)$ = **23.1767** $Nc = (Nq\text{-}1){*}\cot\varphi$ = **35.4902**

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	dq	dc	i_γ	iq	ic	b_γ	bq	bc	g_γ	g_q	g_c	Q_{lim}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
4.00	4.00	2.00	2.67	0.667	0.667	0.733	1.417	1.435	1.000	1.138	1.200	0.397	0.754	0.754	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	109.4895324

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 1.8$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 6.1$ kg/cm^2 > p =1.84 kg/cm^2.

9.7.3. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 2

La verifica si conduce verificando che il taglio massimo alla base della fondazione, che si ottiene sommandolo alla componente del muro di sostegno a tergo della stessa, sia inferiore a (N * tgϕ' / γ_R), con N pari al carico verticale trasmesso in fondazione.
Il taglio massimo alla base della fondazione si ottiene in condizioni eccezionali e vale $V_{max} = 636$ kN.
$N_{ecc} = 1208$ kN

(N * tgϕ' / γ_R) = 1208 * tg(38°) / 1.1 = 857 kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

Il taglio alla base della fondazione in condizioni ultime SLU A1 vale $V_{max} = 487$ kN.
$N_{slu} = 1983$ kN
(N * tgϕ' / γ_R) = 1983 * tg(38°) / 1.1 = 1408 kN > V_{sd}

La verifica è soddisfatta.

Il taglio alla base della fondazione in condizioni ultime SLU A2 vale V_{max} = 412 kN.
N_{slu} = 1515 kN

$(N * tg\phi' / \gamma_R) = 1515 * tg(32°) / 1.1 = 860$ kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

9.7.4. Verifica a ribaltamento EQU

La verifica si conduce verificando che i momenti stabilizzanti rispetto ad un vertice della fondazione siano maggiori di quelli ribaltanti per la combinazione EQU.

$F_s = 0.9*(688+1015) = 1532$ kN b = 2.0 m
$F_{r,1} = 1.5*165 = 247.5$ kN b = 2.2 m
$F_{r,2} = 1.5*170 = 255$ kN b = 1.4 m
$F_{r,3} = 1.5*166 = 249$ kN b = 1.0 m

M_s = 3064 kNm > M_r = 1151 kNm
La verifica è soddisfatta.

La verifica si conduce verificando che i momenti stabilizzanti rispetto ad un vertice della fondazione siano maggiori di quelli ribaltanti per la combinazione ECC.

$F_s = (688+1015) = 1703$ kN b = 2.0 m
$F_{r,1} = 1.0*495 = 495$ kN b = 2.2 m
$F_{r,2} = 1.0*470 = 470$ kN b = 1.4 m
$F_{r,3} = 1.0*166 = 166$ kN b = 1.0 m

M_s = 3406 kNm > M_r = 1913 kNm
La verifica è soddisfatta.

9.8. Fondazione torre T3

La fondazione della torre T3 in oggetto consiste in una suola di fondazione di lunghezza 11 m, larghezza 4 m ed altezza 1.50 m. La fondazione è sormontata da due baggioli per l'alloggio dei tirafondi della torre di dimensioni in pianta 1.4 m x 1.7 m ed altezza 0.6 m.

9.8.1. Descrizione del modello

Il modello è costituito da elementi tipo *shell* per la modellazione della fondazione superficiale.
I carichi, provenienti dalle tabelle di cui al paragrafo 7.4, sono stati assegnati alle superfici di competenza sopra la fondazione.

Il terreno di fondazione è stato modellato come suolo elastico alla Winkler mediante molle elastiche superficiali aventi le seguenti caratteristiche a seguito della precarica prevista:

Rigidezza verticale:
$k_v = 20000$ kN/m^3

Rigidezza orizzontale:
$k_h = 10000$ kN/m^3

Di seguito si riporta il modello FEM utilizzato.

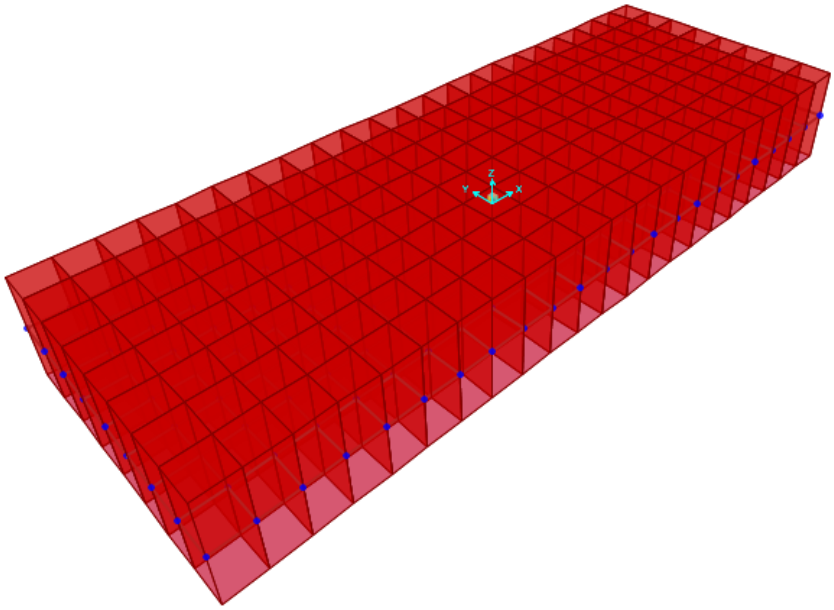


Fig. 9.27 - Modello 3D della fondazione T3

9.8.2. Risultati dell'analisi

Di seguito si riportano i valori di sollecitazione massimi sulla fondazione.

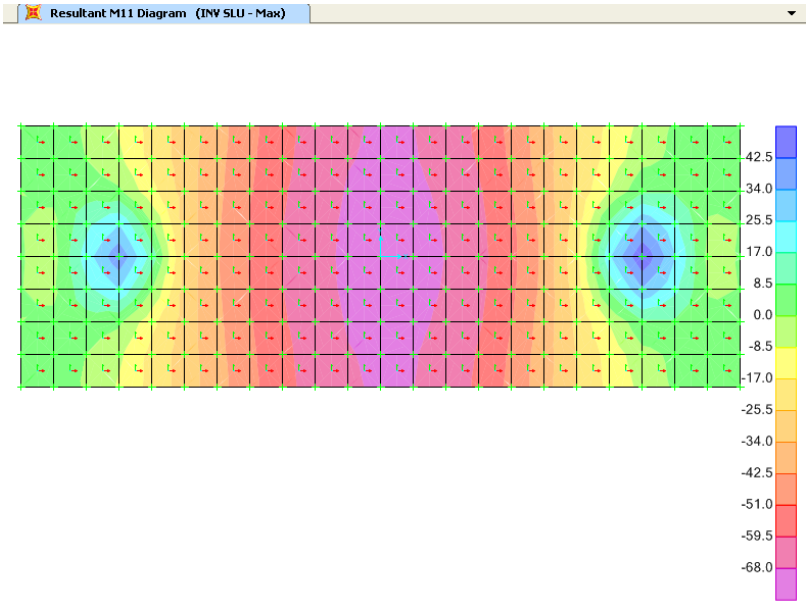


Fig. 9.28 - Combinazione INV SLU: Momenti M11



Fig. 9.29 - Combinazione INV SLU: Momenti M22

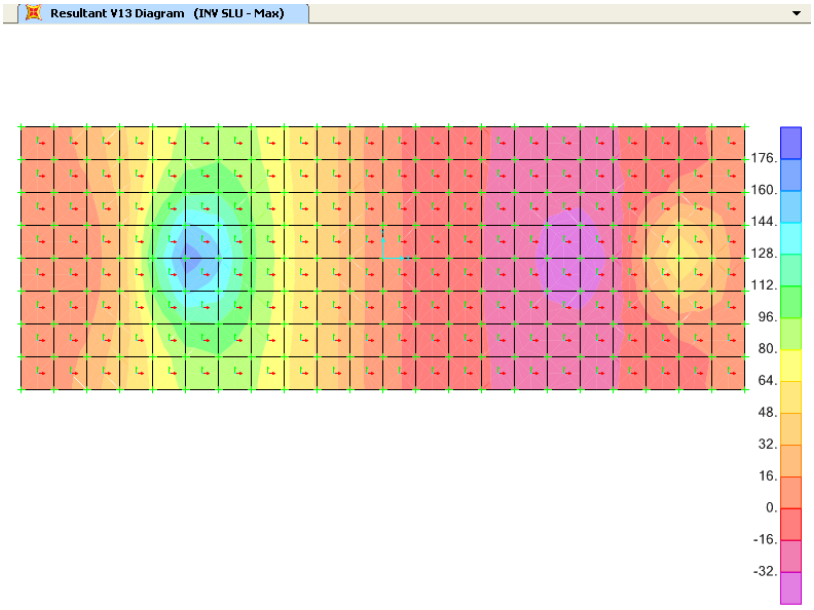


Fig. 9.30 - Combinazione INV SLU: Tagli V13

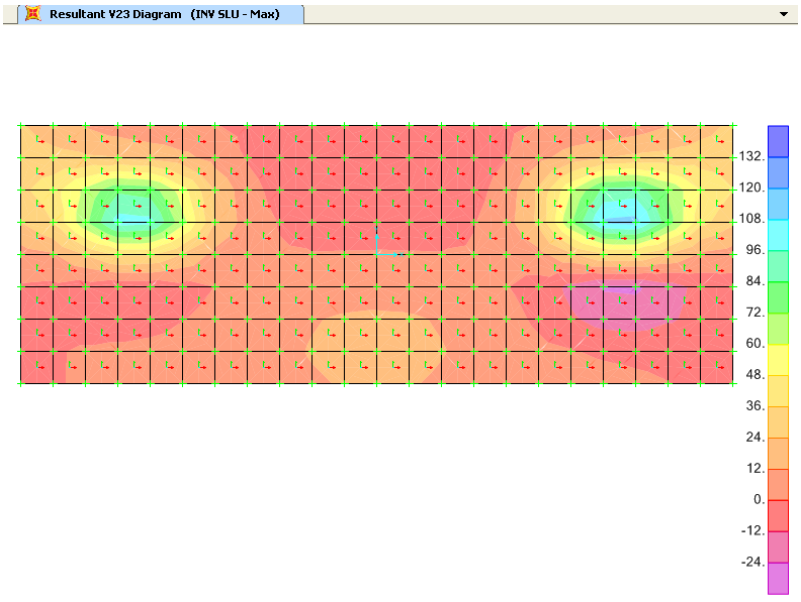


Fig. 9.31 - Combinazione INV SLU: Tagli V23

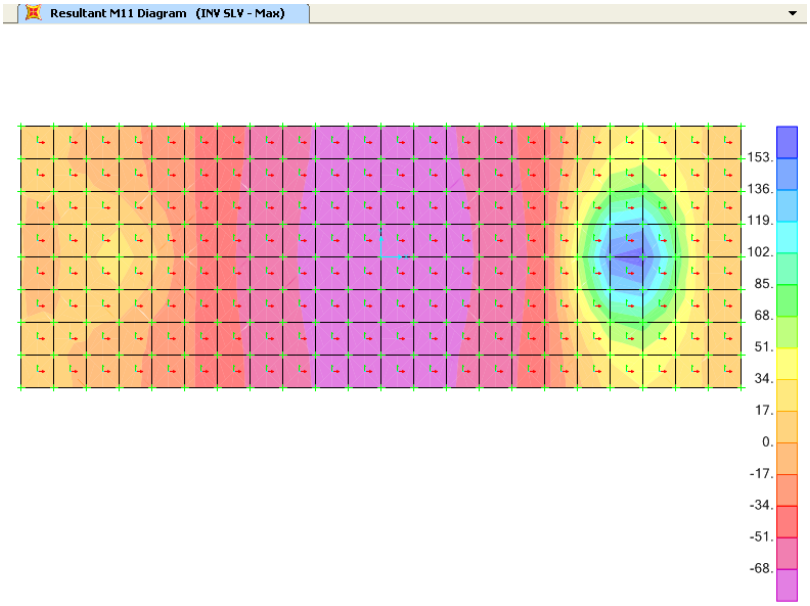


Fig. 9.32 - Combinazione INV SLV: Momenti M11

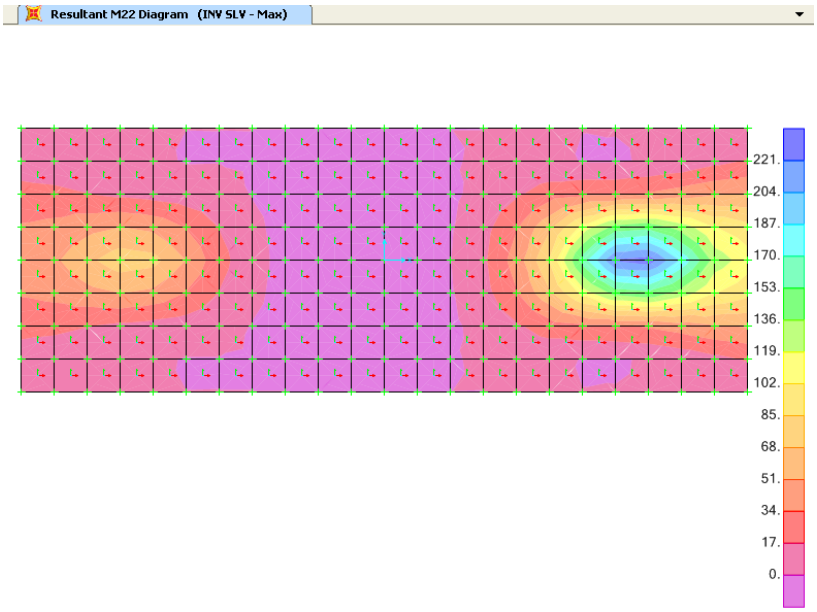


Fig. 9.33 - Combinazione INV SLV: Momenti M22

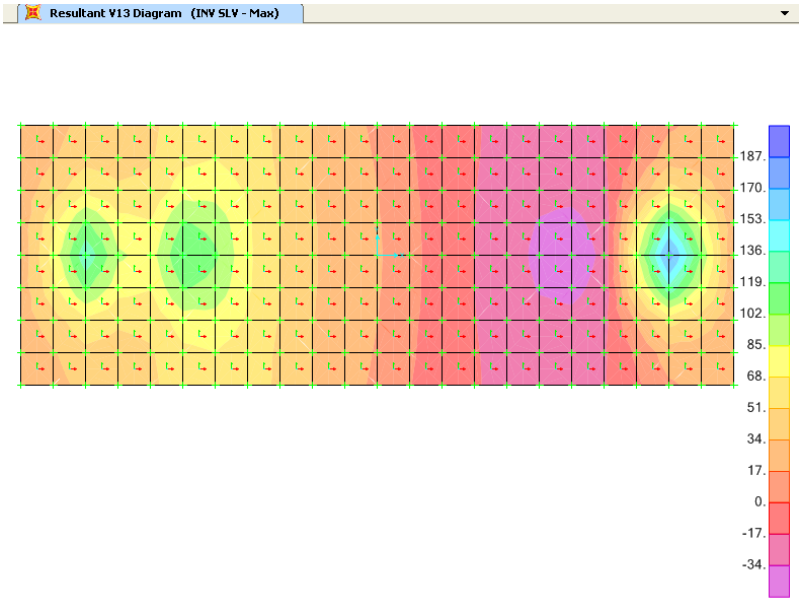


Fig. 9.34 - Combinazione INV SLV: Tagli V13

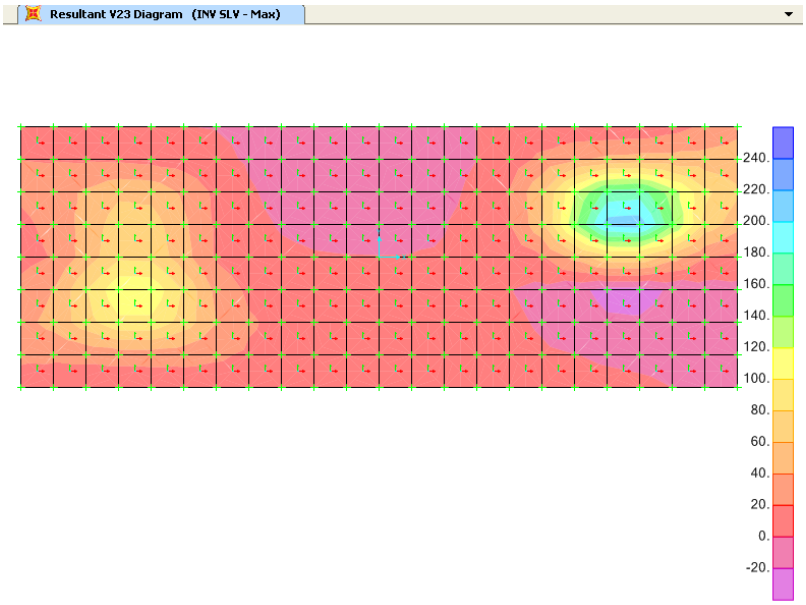


Fig. 9.35 - Combinazione INV SLV: Tagli V23

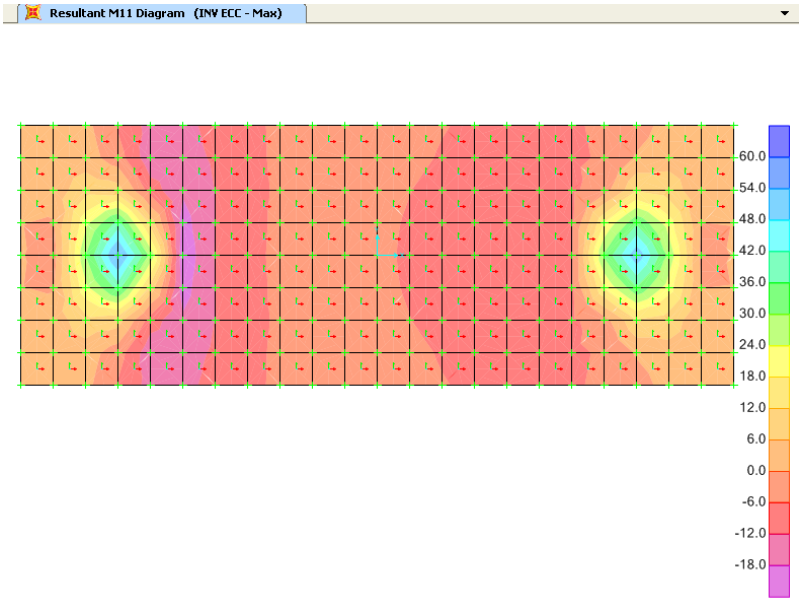


Fig. 9.36 - Combinazione INV ECC: Momenti M11

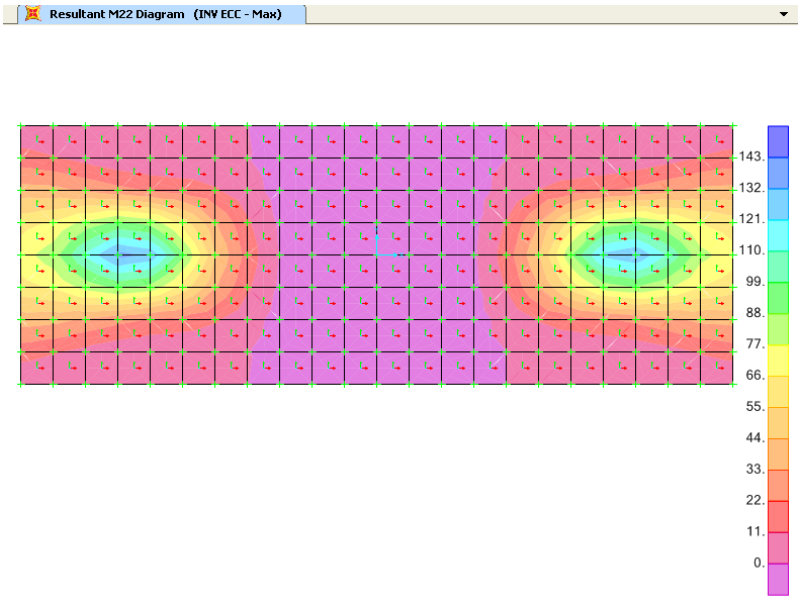


Fig. 9.37 - Combinazione INV ECC: Momenti M22

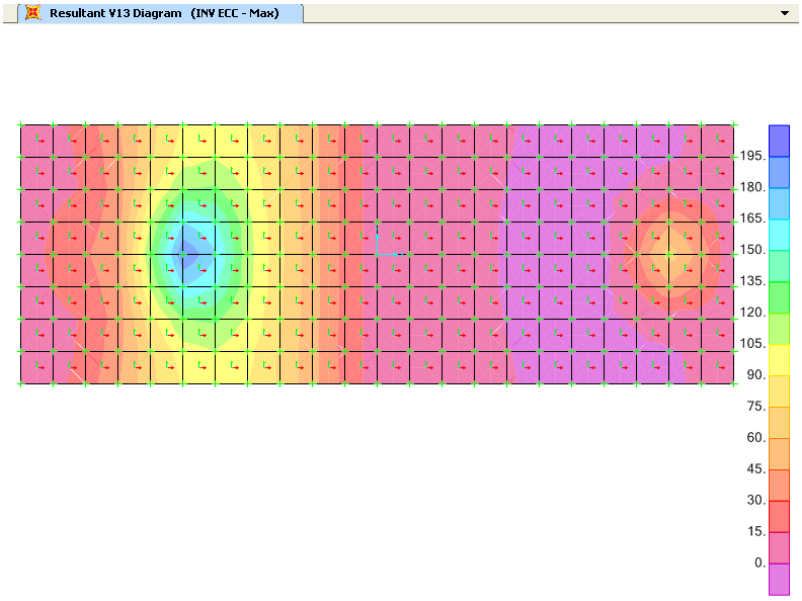


Fig. 9.38 - Combinazione INV ECC: Tagli V13

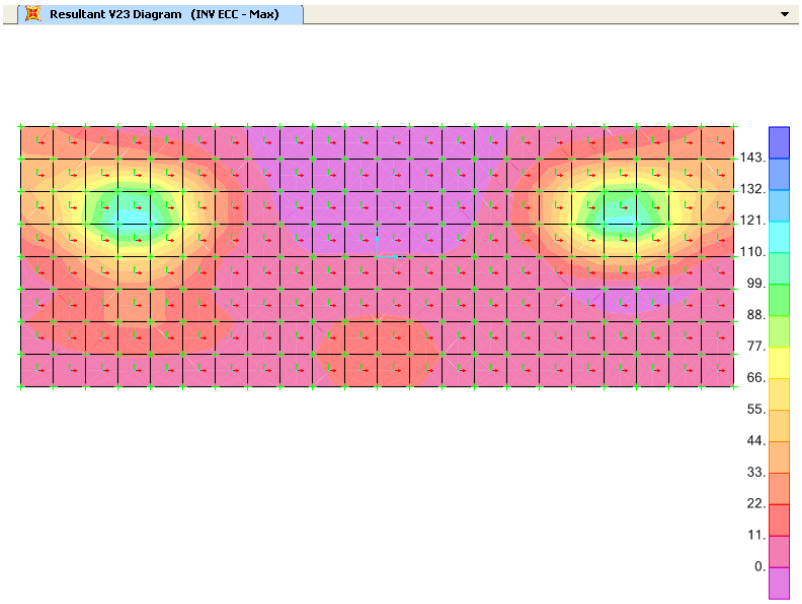


Fig. 9.39 - Combinazione INV ECC: Tagli V23

Di seguito si riportano in tabella le massime sollecitazioni di momento e taglio all'interno della fondazione per i diversi inviluppi di combinazioni.

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M11 [kNm]	M22 [kNm]
SCUT1	INV SLV	Combinatio	Max	2.001	12.258	290.131	363.6122	5.3094
SCUT2	INV ECC	Combinatio	Min	-13.542	-1.362	-6.353	-1193.8375	-0.9429
SCUT3	INV SLV	Combinatio	Max	70.785	56.254	207.895	-12.9773	526.6932
SCUT4	INV ECC	Combinatio	Max	149.151	14.991	610.369	-46.9804	2.0104
SCUT6	INV SLV	Combinatio	Min	-211.715	-46.193	-448.698	31.7818	1.8648

Tab. 9.8 - Tabella delle massime sollecitazioni di momento e taglio nella fondazione

Di seguito si riportano in tabella le pressioni massime ottenute alla base della fondazione per i diversi inviluppi di combinazioni.

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F3 [kN]	σ_t [kPa]	σ_t [kg/cm^2]
364	INV SLU	Combinatio	Max	32.706	131	1.31
364	INV SLV	Combinatio	Max	55.836	223	2.23
198	INV ECC	Combinatio	Max	29.248	117	1.17
364	INV SLE	Combinatio	Max	24.633	99	0.99
364	INV SLU A2	Combinatio	Max	25.658	103	1.03

Tab. 9.9 - Tabella delle pressioni massime sotto la fondazione

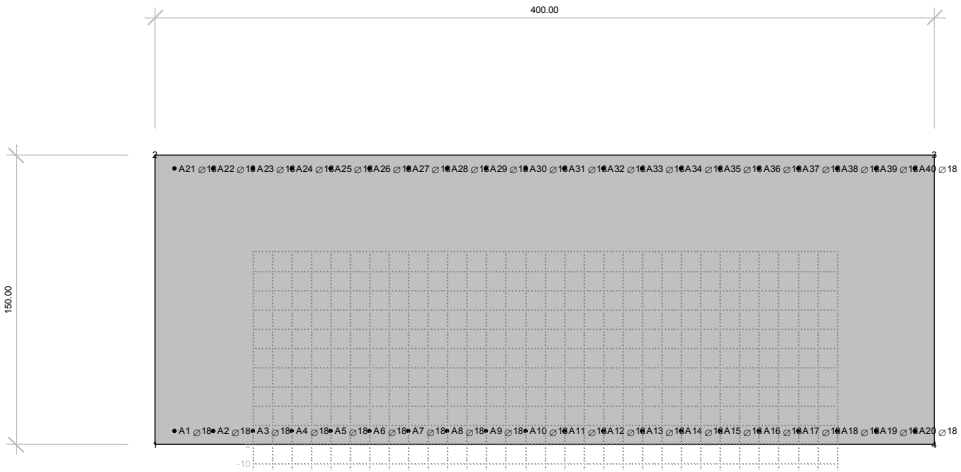
Di seguito si riportano in tabella le massime sollecitazioni di taglio ottenute alla base della fondazione per i diversi inviluppi di combinazioni.

OutputCase	CaseType	StepType	F1 [kN]	F2 [kN]
SLU A1	Combinatio	Max	360	255
SLU A2	Combinatio	Max	312	221
SLV	Combinatio	Max	1500	300
ECC	Combinatio	Max	340	600
SLE	Combinatio	Max	240	170

Tab. 9.10 - Tabella delle sollecitazioni massime di taglio in fondazione

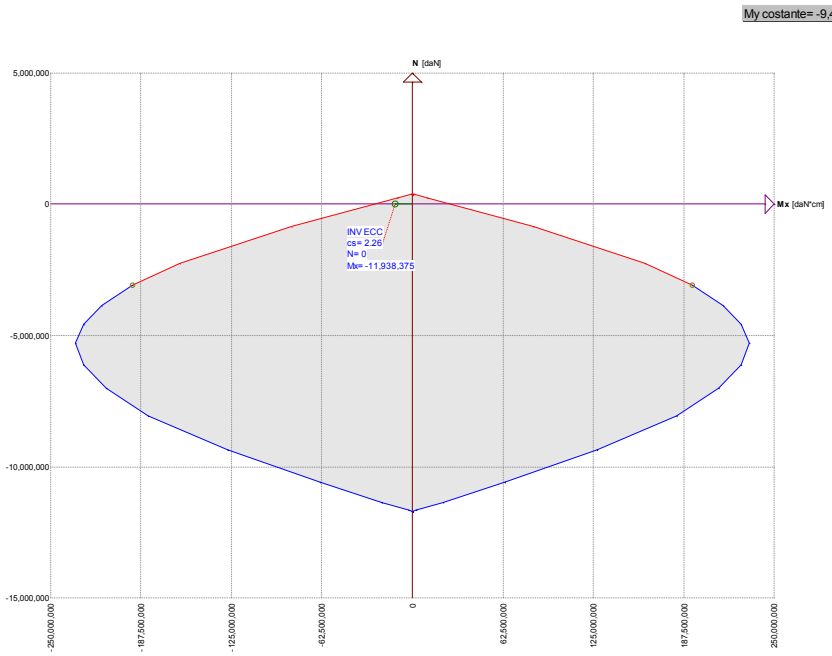
9.8.3. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi STR

La suola di fondazione nella direzione principale longitudinale presenta la seguente sezione.



Verifica a flessione

La sezione presenta ϕ18/20 come armatura resistente inferiore e ϕ18/20 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo ECC-1, sono pari a:

M_{11} = -1193 kNm

M_{22} = 526 kNm
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.26.
La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio
Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo ECC-1, è:
V_{sd} = 610 kN
Per la verifica a taglio si considera, a favore di sicurezza, una sezione rettangolare b = 400 cm, h = 150 cm, non armata a taglio. A favore di sicurezza non si considerano i distanziatori ϕ16 che forniscono comunque il loro contributo.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	4000 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	1500 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	1450 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	5080 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	0 kN	σcp	0.000 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.371				
νmin	0.318				
ρl	0.001	<	0.02		
VRd =	**1346 kN**				
VRd min =	**1844 kN**				
Se VEd >	**1844 kN**	allora occorre dimensionare l'armatura a taglio			

La sezione risulta verificata.

<u>Baggioli</u>

I collari vengono verificati come elementi tozzi.
Si riporta qui di seguito la verifica dei collari più significativi.

Le sollecitazioni di calcolo risultano:
V_{sd} = 750 kN
N_{sd} = +475 kN

La resistenza a trazione delle armature vale:

$$Prd = \frac{(As * fyd - H)}{\lambda} = 1300kN > Vsd$$

Dove:

As = 5+5ϕ18 = 2545 mm^2

λ = l/0.9d = 600/(0.9*1650)=0.4

9.8.4. Verifica di capacità portante (carico limite del sistema terreno-fondazione) GEO

Calcolo della capacità portante proposta da Meyerhof.

L capacità portante viene verificata nelle direzioni più critiche conforme le sollecitazioni di calcolo.

Per le combinazioni SLU A1

Sollecitazioni di calcolo

M_{xx} = 382 kNm

M_{yy} = 540 kNm

N = 2590 kN

V_y = 255 kN

V_x = 360 kN

Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof			
Parametri geotecnici del terreno			
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(γ)	t/mc	**1.90**
Angolo di attrito interno	(φ)	°	**38.00**
Coesione	(c')	t/m²	**0.00**
Kp			**4.20375**
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(γ_r)	t/mc	**1.90**

Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza fondazione	B	m	**4.00**
Lunghezza fondazione	L	m	**12.00**
Eccentricità larghezza	e_x	m	**0.15**
Approfondimento	D	m	**2.00**
Inclinazione carico	i	°	**5.60**
Larghezza ridotta	B'	m	**3.70**

Coefficenti di fondazione			
Nq		48.9332	$e^{(\pi * tg\,\varphi)} * tg^2(45°+\varphi/2)$
$N\gamma$		64.0736	(Nq - 1) tg (1,4 φ)
Nc		61.3517	(Nq - 1) ctg (φ)

Fattori di forma			
s_c		1.2802	1+ 0,2 * Kp (B/L)
$s_q = s_\gamma$		1.1401	1+ 0,1 * Kp (B/L)

Fattori di profondità			
d_c		1.2050	1 + 0,2 Kp^1/2 * D/B
$d_q = d_\gamma$		1.1025	1+ 0,1 Kp^1/2 * D/B

Fattori di inclinazione del carico			
$i_q = i_c$		0.8794	$(1 - i°/90)^2$
i_γ		0.7270	$(1 - i°/\varphi)^2$

Calcolo del carico limite			
		205.5530	$\gamma_r * D * Nq * s_q * d_q * i_q$
		205.8089	$0,5 * B' * \gamma * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma * i_\gamma$
		0.0000	$c' * Nc * s_c * d_c * i_c$
q_d		t/m² 411.3619	TOTALE

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 17.8$ kg/cm^2 > p =1.31 kg/cm^2.

Per la combinazione SLU A2
Sollecitazioni di calcolo
$M_{xx} = 330$ kNm
$M_{yy} = 470$ kNm
N = 2490 kN
$V_y = 221$ kN
$V_x = 312$ kN

Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof			
Parametri geotecnici del terreno			
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(γ)	t/mc	**1.90**
Angolo di attrito interno	(φ)	°	**32.00**
Coesione	(c')	t/m^2	**0.00**
Kp			**3.25459**
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(γ_r)	t/mc	**1.90**

Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza fondazione	B	m	**4.00**
Lunghezza fondazione	L	m	**12.00**
Eccentricità larghezza	e_x	m	**0.13**
Approfondimento	D	m	**2.00**
Inclinazione carico	i	°	**5.00**
Larghezza ridotta	B'	m	**3.74**

Coefficenti di fondazione			
Nq		23.1767	$e^{(\pi * tg\,\varphi)} * tg^2(45°+\varphi/2)$
$N\gamma$		22.0225	(Nq - 1) tg (1,4 φ)
Nc		35.4902	(Nq - 1) ctg (φ)

Fattori di forma			
s_c		1.2170	1+ 0,2 * Kp (B/L)
$s_q = s_\gamma$		1.1085	1+ 0,1 * Kp (B/L)

Fattori di profondità			
d_c		1.1804	1 + 0,2 Kp^1/2 * D/B
$d_q = d_\gamma$		1.0902	1+ 0,1 Kp^1/2 * D/B

Fattori di inclinazione del carico			
$i_q = i_c$		0.8920	$(1 - i°/90)^2$
i_γ		0.7119	$(1 - i°/\varphi)^2$

Calcolo del carico limite			
		94.9350	$\gamma_r * D * Nq * s_q * d_q * i_q$
		67.3172	$0,5 * B' * \gamma * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma * i_\gamma$
		0.0000	$c' * Nc * s_c * d_c * i_c$
q_d		t/m^2 162.2522	TOTALE

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 1.8$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 9.0$ kg/cm^2 > p =1.0 kg/cm^2.

Per la combinazione SLV
Sollecitazioni di calcolo
$M_{xx} = 450$ kNm
$M_{yy} = 7850$ kNm
N = 3257 kN
$V_y = 300$ kN
$V_x = 1500$ kN

Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof			
Parametri geotecnici del terreno			
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(γ)	t/mc	**1.90**
Angolo di attrito interno	(φ)	°	**38.00**
Coesione	(c')	t/m^2	**0.00**
Kp			**4.20375**
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(γ_r)	t/mc	**1.90**

Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza fondazione	B	m	**12.00**
Lunghezza fondazione	L	m	**4.00**
Eccentricità larghezza	e_x	m	**2.40**
Approfondimento	D	m	**2.00**
Inclinazione carico	i	°	**24.70**
Larghezza ridotta	B'	m	**7.20**

Coefficenti di fondazione			
Nq		48.9332	$e^{(\pi * tg\,\varphi)} * tg^2(45°+\varphi/2)$
$N\gamma$		64.0736	(Nq - 1) tg (1,4 φ)
Nc		61.3517	(Nq - 1) ctg (φ)

Fattori di forma			
s_c		3.5222	1+ 0,2 * Kp (B/L)
$s_q = s_\gamma$		2.2611	1+ 0,1 * Kp (B/L)

Fattori di profondità			
d_c		1.0683	1 + 0,2 Kp^1/2 * D/B
$d_q = d_\gamma$		1.0342	1+ 0,1 Kp^1/2 * D/B

Fattori di inclinazione del carico			
$i_q = i_c$		0.5264	$(1 - i°/90)^2$
i_γ		0.1225	$(1 - i°/\varphi)^2$

Calcolo del carico limite			
		228.8997	$\gamma_r * D * Nq * s_q * d_q * i_q$
		125.5418	$0,5 * B' * \gamma * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma * i_\gamma$
		0.0000	$c' * Nc * s_c * d_c * i_c$
q_d		t/m^2 354.4415	TOTALE

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 15.0$ kg/cm^2 > p =2.23 kg/cm^2.

Per la combinazione ECC
Sollecitazioni di calcolo
$M_{xx} = 900$ kNm
$M_{yy} = 510$ kNm
$N = 2107$ kN
$V_y = 600$ kN
$V_x = 340$ kN

Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof			
Parametri geotecnici del terreno			
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(γ)	t/mc	**1.90**
Angolo di attrito interno	(φ)	°	**38.00**
Coesione	(c')	t/m^2	**0.00**
Kp			**4.20375**
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(γ_r)	t/mc	**1.90**

Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza fondazione	B	m	**4.00**
Lunghezza fondazione	L	m	**12.00**
Eccentricità larghezza	e_x	m	**0.42**
Approfondimento	D	m	**2.00**
Inclinazione carico	i	°	**15.90**
Larghezza ridotta	B'	m	**3.16**

Coefficenti di fondazione			
Nq		48.9332	$e^{(\pi * tg\,\varphi)} * tg^2(45°+\varphi/2)$
$N\gamma$		64.0736	(Nq - 1) tg (1,4 φ)
Nc		61.3517	(Nq - 1) ctg (φ)

Fattori di forma			
s_c		1.2802	1+ 0,2 * Kp (B/L)
$s_q = s_\gamma$		1.1401	1+ 0,1 * Kp (B/L)

Fattori di profondità			
d_c		1.2050	1 + 0,2 Kp^1/2 * D/B
$d_q = d_\gamma$		1.1025	1+ 0,1 Kp^1/2 * D/B

Fattori di inclinazione del carico			
$i_q = i_c$		0.6779	$(1 - i°/90)^2$
i_γ		0.3382	$(1 - i°/\varphi)^2$

Calcolo del carico limite			
		158.4438	$\gamma_r * D * Nq * s_q * d_q * i_q$
		81.7794	$0,5 * B' * \gamma * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma * i_\gamma$
		0.0000	$c' * Nc * s_c * d_c * i_c$
q_d		t/m^2 240.2233	TOTALE

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 10.4$ kg/cm^2 > p =1.17 kg/cm^2.

9.8.5. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO

La verifica si conduce verificando che il taglio massimo alla base della fondazione sia inferiore a (N * tgϕ' / γ_R), con N pari al carico verticale trasmesso in fondazione.
Il taglio massimo alla base della fondazione si ottiene in condizioni sismiche e vale V_{max} = 1500 kN.
N_{sis} = 3330 kN

$(N * tg\phi' / \gamma_R) = 3330 * tg(38°) / 1.1 = 2365$ kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

Il taglio alla base della fondazione in condizioni ultime SLU A1 vale V_{max} = 360 kN.
N_{slu} = 3075 kN

$(N * tg\phi' / \gamma_R) = 3075 * tg(38°) / 1.1 = 2184$ kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

Il taglio alla base della fondazione in condizioni ultime SLU A2 vale V_{max} = 312 kN.
N_{slu} = 3109 kN

$(N * tg\phi' / \gamma_R) = 3109 * tg(32°) / 1.1 = 1766$ kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

Il taglio alla base della fondazione in condizioni eccezionali ECC vale V_{max} = 600 kN.
N_{slu} = 2080 kN

$(N * tg\phi' / \gamma_R) = 2080 * tg(38°) / 1.1 = 1477$ kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

9.8.6. Verifica a ribaltamento EQU

La verifica si conduce verificando che i momenti stabilizzanti rispetto ad un vertice della fondazione siano maggiori di quelli ribaltanti per la combinazione EQU.
Le sollecitazioni ribaltanti massime si ottengono nella combinazione sismica SLV.

Direzione x

$F_s = 0.9*(1800+548+510+400+72) = 2997$ kN b = 6 m
$F_{r,1}$ = 1400 kN b = 10 m
$F_{r,2}$ = 1500 kN b = 1.5 m

M_s = 17982 kNm > M_r = 16250 kNm
La verifica è soddisfatta.

Direzione y

F_s = 0.9*(1800+548+510+400+72) = 2997 kN b = 2 m
$F_{r,1}$ = 400 kN b = 2 m
$F_{r,2}$ = 300 kN b = 1.5 m

M_s = 5994 kNm > M_r = 1250 kNm
La verifica è soddisfatta.

9.9. Fondazioni 2.02A

Le fondazioni in oggetto consistono in plinti superficiali di fondazione di dimensione in pianta quadrata pari a 4.5 m x 4.0 m ed altezza 1.50 m.
Le fondazioni fanno da base per i piedritti dei telai in acciaio a sostegno del carbonodotto. I piedritti hanno un'eccentricità rispetto alla dimensione della fondazione pari a 1.25 m.

9.9.1. Verifica di resistenza STR

Il plinto di fondazione presenta la seguente geometria:
Lunghezza = 4.0 m
Larghezza = 4.5 m
Altezza sezione h = 1.5 m

Le massime sollecitazioni che agiscono sul plinto agli stati limite ultimi sono le seguenti:

SLU A1

N_{sd} = -1840 kN / -1000 kN
$M_{sd,x}$ = -1065 kNm
$M_{sd,y}$ = 22 kNm
$V_{sd,x}$ = 15 kN
$V_{sd,y}$ = 0 kN

SLU A2
N_{sd} = -1464 kN / -736 kN
$M_{sd,x}$ = -880 kNm
$M_{sd,y}$ = 20 kNm
$V_{sd,x}$ = 13 kN
$V_{sd,y}$ = 0 kN

ECC
N_{sd} = -1935 kN / -235 kN
$M_{sd,x}$ = -1469 kNm / 186
$M_{sd,y}$ = 30 kNm
$V_{sd,x}$ = 20 kN
$V_{sd,y}$ = 0 kN

SLV
N_{sd} = -1335 kN / -835 kN
$M_{sd,x}$ = -719 kNm
$M_{sd,y}$ = 16 kNm
$V_{sd,x}$ = 11 kN
$V_{sd,y}$ = 0 kN

Il plinto presenta ϕ18/20 in entrambe le direzioni come armatura resistente inferiore e superiore.
Trattandosi di plinto rigido (v/h<2), la sollecitazione per il calcolo dell'armatura risulta:

$$T_{1d} = R_{d1} \cdot \frac{X_1 - 0.25b}{0.85d}$$

dove:

$$X1 = \frac{B_1}{6} \cdot \frac{3q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}{2q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}$$

$$R_{1d} = \frac{N_d}{2} + \frac{3}{2} \cdot \frac{M}{B_1}$$

B1 = 4.5 m

B2 = 4.0 m

b = 0.8 m

SLU

q_{max} = 216 kPa per

N = 1840 kN

M = 1065 kNm

X1 = 0.94

R_{1d} = 1320 kN

T_{1d} = 820 kN

ECC

q_{max} = 260 kPa per

N = 1935 kN

M = 1470 kNm

X1 = 0.93

R_{1d} = 1518 kN

T_{1d} = 930 kN

$T_{Rd} = A_s * f_{yd} = 1272 * 391 = 497$ kN/m > $T_{1d} / 4.5 = 206$ kN/m

Baggioli

I collari vengono verificati come elementi tozzi.
Si riporta qui di seguito la verifica dei collari più significativi.

Le sollecitazioni di calcolo risultano:
V_{sd} = 20 kN
H_{sd} = +25 kN

La resistenza a trazione delle armature vale:

$$P_{Rd} = \frac{\left(As \cdot f_{yd} - H\right)}{\lambda} = 522kN > V_{Sd}$$

Dove:
$A_s = 6\phi16 = 1200$ mm^2
$\lambda = l/0.9d = 500/(0.9*650)=0.85$

9.9.2. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1

Le fondazioni sono sempre tutte reagenti.
Si considera l'inviluppo dello stato limite ultimo:

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A1) risulta:
p = 2.16 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A2) risulta:
p = 1.76 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (ECC) risulta:
p = 2.60 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite di vita risulta:
p = 1.50 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo in condizioni eccezionali (ECC).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.02	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	0.97	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.70	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$$Q_{lim} = 0{,}5*\gamma*(B-2e_t)*N_\gamma*s_y*d_y*i_y*b_y*g_y+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+\gamma_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$$

$N\gamma=1{,}5*(Nq-1)*\tan\varphi$ = 56.1742 $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = 48.9332 $Nc=(Nq-1)*\cot\varphi$ = 61.3517

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Ql_{im}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
4.00	4.00	2.00	2.67	0.667	0.667	0.733	1.521	1.532	1.000	1.115	1.200	0.95	0.979	0.979	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	364.8480141

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 15$ kg/cm^2 > p =2.6 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo (SLU A1).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.02	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	0.86	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.70	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$$Q_{lim} = 0{,}5*\gamma*(B-2e_i)*N_\gamma*s_\gamma*d_\gamma*i_\gamma*b_\gamma*g_\gamma+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+\gamma_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$$

$N\gamma=1,5*(Nq-1)*\tan\varphi$ = **56.1742** $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = **48.9332** $Nc=(Nq-1)*\cot\varphi$ = **61.3517**

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Ql_{im}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
4.00	4.00	2.00	2.67	0.667	0.667	0.733	1.521	1.532	1.000	1.115	1.200	0.955	0.981	0.981	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	366.058468

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 15.9$ kg/cm^2 > p =2.16 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo (SLU A2).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.02	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	0.86	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.70	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$$Q_{lim} = 0{,}5*\gamma*(B-2e_i)*N_\gamma*s_y*d_y*i_y*b_y*g_y+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+\gamma_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$$

$N\gamma=1{,}5*(Nq-1)*\tan\varphi$ = **56.1742** $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = **48.9332** $Nc=(Nq-1)*\cot\varphi$ = **61.3517**

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	dq	dc	i_γ	iq	ic	b_γ	bq	bc	g_γ	g_q	g_c	Ql_{im}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
4.00	4.00	2.00	2.67	0.667	0.667	0.733	1.521	1.532	1.000	1.115	1.200	0.955	0.981	0.981	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	366.058468

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 1.8$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 20.0$ kg/cm^2 > p =1.76 kg/cm^2.

9.9.3. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 2

La verifica si conduce verificando che il taglio massimo alla base della fondazione sia inferiore a (N * tgϕ' / γ_R), con N pari al carico verticale trasmesso in fondazione.
Il taglio massimo alla base della fondazione si ottiene in condizioni eccezionali e vale $V_{max} = 20$ kN.
$N_{ecc} = 235$ kN

(N * tgϕ' / γ_R) = 235 * tg(38°) / 1.1 = 166 kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

9.9.4. Verifica a ribaltamento EQU

La verifica si conduce verificando che i momenti stabilizzanti rispetto ad un vertice della fondazione siano maggiori di quelli ribaltanti per la combinazione ECC.

F_s = 855 kN b = 2 m
$F_{r,1}$ = 525 kN b = 3.25 m

M_s = 1710 kNm > M_r = 1706 kNm
La verifica è soddisfatta.

La verifica si conduce verificando che i momenti stabilizzanti rispetto ad un vertice della fondazione siano maggiori di quelli ribaltanti per la combinazione EQU.

$F_{s,1}$ = 0.9*(275+50) = 320 kN b = 3.25 m
$F_{s,2}$ = 0.9*(675+180) = 770 kN b = 2 m
$F_{r,1}$ = 280*1.5 = 420 kN b = 3.25 m

M_s = 2580 kNm > M_r = 1365 kNm
La verifica è soddisfatta.

9.10. Fondazioni da 1.01 a 1.06 e da 1.08 a 1.12

Le fondazioni in oggetto consistono in plinti superficiali di fondazione di dimensione in pianta rettangolare pari a 3.0 m x 7.0 m ed altezza 1.50 m.
Le fondazioni fanno da base per i piedritti dei telai in acciaio a sostegno del carbonodotto. I piedritti hanno un'eccentricità rispetto alla dimensione della fondazione pari a 0.75 m.

9.10.1. Verifica di resistenza STR

Il plinto di fondazione presenta la seguente geometria:
Lunghezza = 7.0 m
Larghezza = 3.0 m

Altezza sezione h = 1.5 m

Le massime sollecitazioni che agiscono sul plinto agli stati limite ultimi sono le seguenti:

SLU A1

N_{sd} = -1921 kN
$M_{sd,x}$ = 22 kNm
$M_{sd,y}$ = -1708 kNm / 647 kNm
$V_{sd,x}$ = 213 kN
$V_{sd,y}$ = 15 kN

SLU A2

N_{sd} = -1491 kN
$M_{sd,x}$ = 20 kNm
$M_{sd,y}$ = -1426 kNm / 591 kNm
$V_{sd,x}$ = 177 kN
$V_{sd,y}$ = 13 kN

ECC

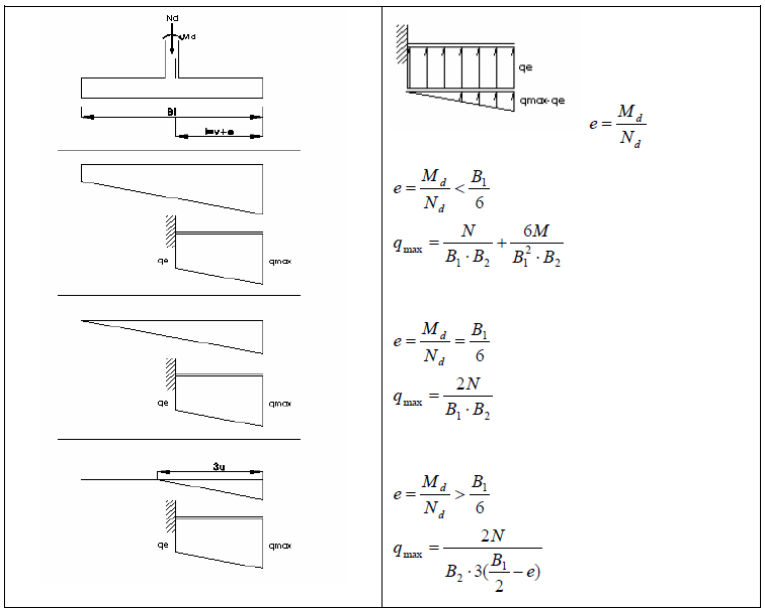
N_{sd} = -1464 kN
$M_{sd,x}$ = 45 kNm
$M_{sd,y}$ = -2474 kNm / 1680 kNm
$V_{sd,x}$ = 270 kN
$V_{sd,y}$ = 30 kN

SLV

N_{sd} = -1464 kN
$M_{sd,x}$ = 15 kNm
$M_{sd,y}$ = -1342 kNm / 667 kNm
$V_{sd,x}$ = 190 kN
$V_{sd,y}$ = 10 kN

Il plinto presenta ϕ20/20 in entrambe le direzioni come armatura resistente inferiore e superiore.

Trattandosi di plinto flessibile (v/h>2) nella direzione maggiore, la sollecitazione per il calcolo dell'armatura risulta:



B1 = 7.0 m
B2 = 3.0 m
b = 1.1 m

SLU
q_{max} = 163 kPa per
N = 1921 kN
M = 1708 kNm

q_e = 91 kPa
q_{max} - qe = 72 kPa
$M_d = q_e * l^2/2 + q_{max} * l^2/6$ = 704 kNm/m

ECC

q_{max} = 185 kPa per

N = 1464 kN

M = 2474 kNm

q_e = 67 kPa

q_{max} - qe = 117 kPa

$M_d = q_e*l^2/2 + q_{max}*l^2/6$ = 788 kNm/m

SLV

q_{max} = 185 kPa per

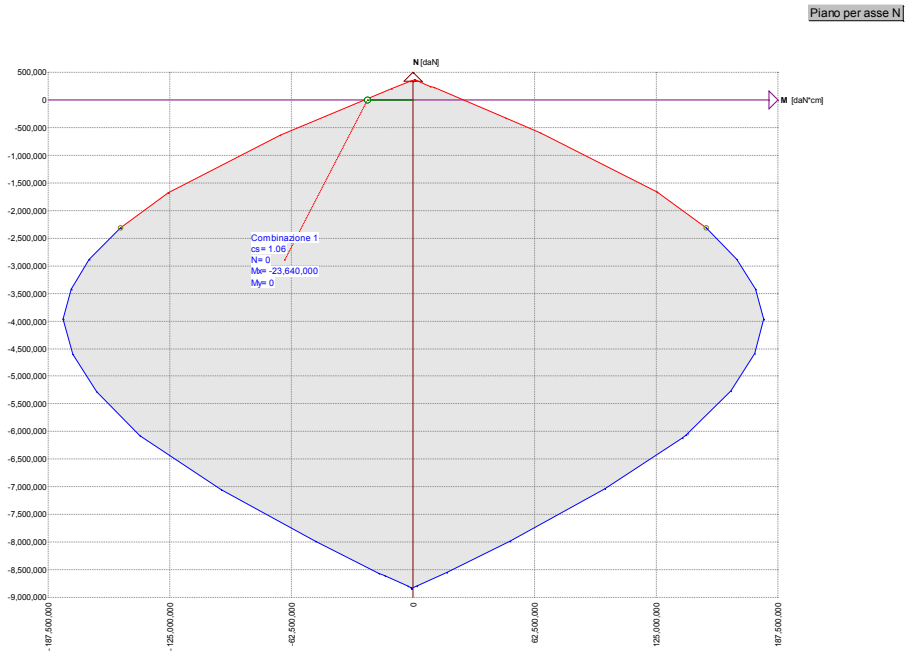
N = 1464 kN

M = 2474 kNm

q_e = 74 kPa

q_{max} - qe = 64 kPa

$M_d = q_e*l^2/2 + q_{max}*l^2/6$ = 735 kNm/m



La sollecitazione massima, ottenuta nella combinazione di calcolo ECC, è pari a:
M_{xx} = -788*b = 2364 kNm
I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.06.
La sezione è pertanto verificata.

Baggioli

I collari vengono verificati come elementi tozzi.
Si riporta qui di seguito la verifica dei collari più significativi.

Le sollecitazioni di calcolo risultano:
V_{sd} = 135 kN
H_{sd} = +115 kN

La resistenza a trazione delle armature vale:

$$P_{Rd} = \frac{(As \cdot f_{yd} - H)}{\lambda} = 337kN > V_{Sd}$$

Dove:
A_s = 6ϕ16 = 1200 mm^2
λ = l/0.9d = 520/(0.9*550)=1.05

9.10.2. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1

Si considera l'inviluppo dello stato limite ultimo:

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A1) risulta:
p = 1.63 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A2) risulta:
p = 1.31 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (ECC) risulta:

$p = 1.85$ kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite di vita risulta:
$p = 1.38$ kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo in condizioni eccezionali (ECC).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.18	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	10.5	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.70	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$$Q_{lim} = 0{,}5*\gamma*(B\text{-}2e_t)*N_\gamma*s_\gamma*d_\gamma*i_\gamma*b_\gamma*g_\gamma+c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c+\gamma_{sup}*D*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q$$

$N\gamma=1{,}5*(Nq-1)*\tan\varphi$ = **56.1742** $Nq=e^{\pi*\tan\varphi}*\tan^2(45+\varphi/2)$ = **48.9332** $Nc=(Nq-1)*\cot\varphi$ = **61.3517**

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	dq	dc	i_γ	iq	ic	b_γ	bq	bc	g_γ	g_q	g_c	Q_{lim}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
7.00	3.00	1.85	4.67	1.167	0.500	0.378	2.215	2.241	1.000	1.061	1.106	0.524	0.78	0.78	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	326.3320482

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 14$ kg/cm^2 > p =1.85 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo (SLU A1).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.11	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	6.6	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.70	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$$Q_{lim} = 0{,}5^{*}\gamma^{*}(B-2e_t)^{*}N_\gamma{}^{*}s_\gamma{}^{*}d_\gamma{}^{*}i_\gamma{}^{*}b_\gamma{}^{*}g_\gamma+c^{*}N_c{}^{*}s_c{}^{*}d_c{}^{*}i_c{}^{*}b_c{}^{*}g_c+\gamma_{sup}{}^{*}D^{*}N_q{}^{*}s_q{}^{*}d_q{}^{*}i_q{}^{*}b_q{}^{*}g_q$$

$N\gamma=1{,}5^{*}(Nq-1)^{*}\tan\varphi$ = 56.1742 $Nq=e^{\pi^{*}\tan\varphi}{}^{*}\tan^2(45+\varphi/2)$ = 48.9332 $Nc=(Nq-1)^{*}\cot\varphi$ = 61.3517

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Q_{lim}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
7.00	3.00	1.85	4.67	1.167	0.500	0.378	2.215	2.241	1.000	1.061	1.106	0.683	0.859	0.859	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	368.0943561

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 15.9$ kg/cm^2 > p =1.63 kg/cm^2.

9.10.3. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 2

La verifica si conduce verificando che il taglio massimo alla base della fondazione sia inferiore a (N * tgϕ' / γ_R), con N pari al carico verticale trasmesso in fondazione.
Il taglio massimo alla base della fondazione si ottiene in condizioni eccezionali e vale V_{max} = 270 kN.
N_{ecc} = 1464 kN

(N * tgϕ' / γ_R) = 1464 * tg(38°) / 1.1 = 1039 kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

9.10.4. Verifica a ribaltamento EQU

La verifica si conduce verificando che i momenti stabilizzanti rispetto ad un vertice della fondazione siano maggiori di quelli ribaltanti per la combinazione ECC.

$F_{s,1}$ = 530 kN b = 1.25 m
$F_{s.2}$ = 934 kN b = 2 m
$F_{r,1}$ = 380 kN b = 4.4 m
$F_{r,2}$ = 270 kN b = 1.5 m

M_s = 2530 kNm > M_r = 2077 kNm
La verifica è soddisfatta.

La verifica si conduce verificando che i momenti stabilizzanti rispetto ad un vertice della fondazione siano maggiori di quelli ribaltanti per la combinazione EQU.

$F_{s,1}$ = 530*0.9 kN b = 1.25 m
$F_{s.2}$ = 934*0.9 kN b = 2 m
$F_{r,1}$ = 130*1.5 kN b = 4.4 m
$F_{r,2}$ = (30*1.3+5*1.5+40*1.5)*2 kN b = 1.5 m

M_s = 2277 kNm > M_r = 1177 kNm
La verifica è soddisfatta.

9.11. Fondazione 1.07

La fondazione 1.07 in oggetto consiste in una suola di fondazione di lunghezza 12 m, larghezza 8 m ed altezza 1.50 m. La fondazione è sormontata da 4 baggioli per l'alloggio dei tirafondi dei piedritti di dimensioni in pianta 1.1 m x 1.1 m ed altezza 0.52 m.

9.11.1. Verifica di resistenza STR

Il plinto di fondazione presenta la seguente geometria:

Lunghezza = 12.0 m
Larghezza = 8.0 m
Altezza sezione h = 1.5 m

Le massime sollecitazioni che agiscono sul plinto agli stati limite ultimi sono le seguenti:

SLU A1
N_{sd} = -6500 kN
$M_{sd,x}$ = 50 kNm
$M_{sd,y}$ = -1948 kNm
$V_{sd,x}$ = 255 kN
$V_{sd,y}$ = 254 kN

SLU A2
N_{sd} = -5026 kN
$M_{sd,x}$ = 44 kNm
$M_{sd,y}$ = -1624 kNm
$V_{sd,x}$ = 221 kN
$V_{sd,y}$ = 210 kN

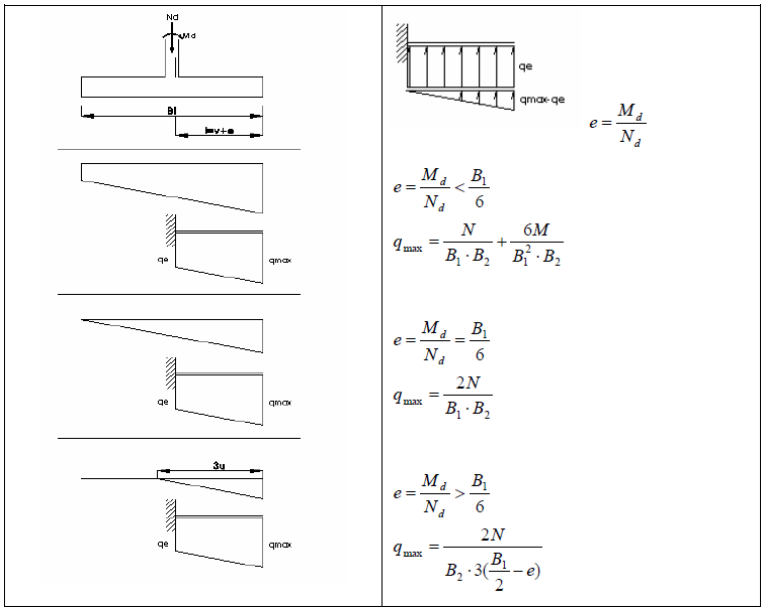
ECC
N_{sd} = -4972 kN
$M_{sd,x}$ = 140 kNm
$M_{sd,y}$ = -2647 kNm / 1680 kNm
$V_{sd,x}$ = 290 kN
$V_{sd,y}$ = 300 kN

SLV X
N_{sd} = -4972 kN
$M_{sd,x}$ = -1410 kNm
$M_{sd,y}$ = -1770 kNm

$V_{sd,x}$ = 390 kN
$V_{sd,y}$ = 244 kN

<u>SLV Y</u>
N_{sd} = -6072 kN / -3872 kN
$M_{sd,x}$ = -4385 kNm
$M_{sd,y}$ = -2257 kNm
$V_{sd,x}$ = 1090 kN
$V_{sd,y}$ = 430 kN

Il plinto presenta ϕ20/20 in entrambe le direzioni come armatura resistente inferiore e superiore.
Trattandosi di plinto flessibile (v/h>2) nella direzione maggiore, la sollecitazione per il calcolo dell'armatura risulta:



B1 = 12.0 m
B2 = 8.0 m
b = 1.1 m

SLU

q_{max} = 83 kPa per

N = 6500 kN

M = 1950 kNm

q_{min} = 52 kPa

q_e = 67 kPa

$M_d = q_e*l^2/2 + q_{max}*l^2/6$ = 754 kNm/m

ECC

q_{max} = 72 kPa per

N = 4972 kN

M = 2650 kNm

q_{min} = 31 kPa

q_e = 52 kPa

$M_d = q_e*l^2/2 + q_{max}*l^2/6$ = 604 kNm/m

SLV X

q_{max} = 73 kPa per

N = 4972 kN

M_x = 1410 kNm

M_y = 1770 kNm

q_{min} = 30 kPa

q_e = 66 kPa

$M_d = q_e*l^2/2 + q_{max}*l^2/6$ = 602 kNm/m

SLV Y

q_{max} = 103 kPa per

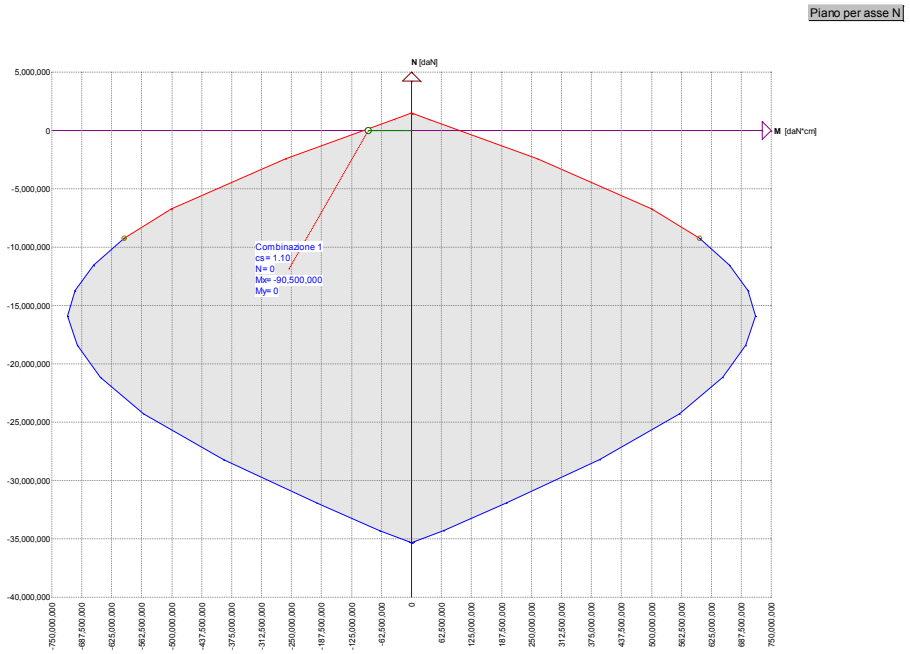
N = 6072 kN

M_x = 4385 kNm

M_y = 2257 kNm

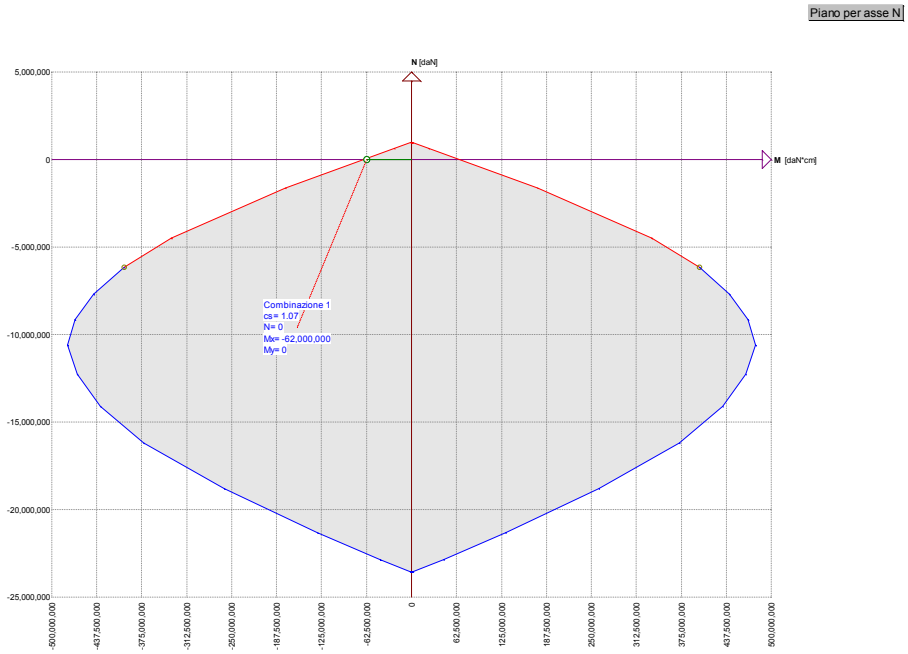
q_{min} = 22 kPa
q_e = 62 kPa
$M_d = q_e*l^2/2 + q_{max}*l^2/6$ = 775 kNm/m

La sollecitazione massima in direzione x, ottenuta nella combinazione di calcolo SLU, è pari a:
M_y = 754 kNm/m * 12 =9048 kNm



I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.1. La sezione è pertanto verificata.

La sollecitazione massima in direzione y, ottenuta nella combinazione di calcolo SLU, è pari a:
M_x = 775 kNm/m * 8 =6200 kNm



I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.07.
La sezione è pertanto verificata.

Baggioli

I collari vengono verificati come elementi tozzi.
Si riporta qui di seguito la verifica dei collari più significativi.

Le sollecitazioni di calcolo risultano:
V_{sd} = 1090/4 = 273 kN
H_{sd} = +275 kN

La resistenza a trazione delle armature vale:

$$P_{Rd} = \frac{\left(As \cdot f_{yd} - H\right)}{\lambda} = 637kN > V_{Sd}$$

Dove:
$A_s = 8\phi16 = 1600\ mm^2$

$\lambda = l/0.9d = 520/(0.9*1050)=0.55$

9.11.2. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1

Si considera l'inviluppo dello stato limite ultimo:

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A1) risulta:
$p = 0.83$ kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A2) risulta:
$p = 0.65$ kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (ECC) risulta:
$p = 0.72$ kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite di vita risulta:
$p = 1.03$ kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo in condizioni eccezionali (ECC).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.06	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	3.45	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.80	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$$Q_{lim} = 0{,}5^*\gamma^*(B-2e_t)^*N_\gamma{}^*s_\gamma{}^*d_\gamma{}^*i_\gamma{}^*b_\gamma{}^*g_\gamma+c^*N_c{}^*s_c{}^*d_c{}^*i_c{}^*b_c{}^*g_c+\gamma_{sup}{}^*D^*N_q{}^*s_q{}^*d_q{}^*i_q{}^*b_q{}^*g_q$$

$N\gamma=1{,}5^*(Nq-1)^*\tan\varphi$ = **56.1742** $Nq=e^{\pi^*\tan\varphi}{}^*\tan^2(45+\varphi/2)$ = **48.9332** $Nc=(Nq-1)^*\cot\varphi$ = **61.3517**

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Q_{lim}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
8.00	12.00	1.85	5.33	1.333	2.000	0.822	1.347	1.354	1.000	1.053	1.093	0.827	0.925	0.925	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	397.1297974

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 17$ kg/cm^2 > p =0.73 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite ultimo (SLU A1).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.04	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	2.3	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.80	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$$Q_{lim} = 0{,}5^*\gamma^*(B-2e_t)^*N_\gamma{}^*s_y{}^*d_y{}^*i_y{}^*b_y{}^*g_y+c^*N_c{}^*s_c{}^*d_c{}^*i_c{}^*b_c{}^*g_c+\gamma_{sup}{}^*D^*N_q{}^*s_q{}^*d_q{}^*i_q{}^*b_q{}^*g_q$$

$N\gamma=1{,}5^*(Nq-1)^*\tan\varphi$ = **56.1742** $Nq=e^{\pi^*\tan\varphi}{}^*\tan^2(45+\varphi/2)$ = **48.9332** $Nc=(Nq-1)^*\cot\varphi$ = **61.3517**

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Q_{lim}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
8.00	12.00	1.85	5.33	1.333	2.000	0.822	1.347	1.354	1.000	1.053	1.093	0.883	0.95	0.95	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	415.2541674

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 18.0$ kg/cm^2 > p =0.83 kg/cm^2.

Calcolo della capacità portante proposta da B. Hansen per lo stato limite di vita (SLV Y).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.18	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	10.2	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.80	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$$Q_{lim} = 0{,}5^{*}\gamma^{*}(B-2e_t)^{*}N_\gamma{}^{*}s_y{}^{*}d_y{}^{*}i_y{}^{*}b_y{}^{*}g_y+c^{*}N_c{}^{*}s_c{}^{*}d_c{}^{*}i_c{}^{*}b_c{}^{*}g_c+\gamma_{sup}{}^{*}D^{*}N_q{}^{*}s_q{}^{*}d_q{}^{*}i_q{}^{*}b_q{}^{*}g_q$$

$N\gamma=1{,}5^{*}(Nq-1)^{*}\tan\varphi$ = **56.1742** $Nq=e^{\pi^{*}\tan\varphi}{}^{*}\tan^2(45+\varphi/2)$ = **48.9332** $Nc=(Nq-1)^{*}\cot\varphi$ = **61.3517**

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Q_{lim}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
12.00	8.00	1.85	8.00	2.000	1.333	0.6	1.781	1.798	1.000	1.036	1.062	0.535	0.786	0.786	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	366.1932087

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 15.9$ kg/cm^2 > p =1.03 kg/cm^2.

9.11.3. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 2

La verifica si conduce verificando che il taglio massimo alla base della fondazione sia inferiore a ($N * tg\phi' / \gamma_R$), con N pari al carico verticale trasmesso in fondazione.
Il taglio massimo alla base della fondazione si ottiene in condizioni sismiche e vale:
$V_{max} = 1090$ kN.
$N_{ecc} = 3872$ kN

$(N * tg\phi' / \gamma_R) = 3872 * tg(38°) / 1.1 = 2750$ kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

9.11.4. Verifica a ribaltamento EQU

La verifica si conduce verificando che i momenti stabilizzanti rispetto ad un vertice della fondazione siano maggiori di quelli ribaltanti per la combinazione SLV Y.

$F_{s.1}$ = (3600+672) kN b = 4 m
$F_{r,1}$ = 400 kN b = 2.75 m
$F_{r,2}$ = 100*2 kN b = 4.4 m
$F_{r,3}$ = 429 kN b = 1.5 m

M_s = 17088 kNm > M_r = 2624 kNm
La verifica è soddisfatta.

La verifica si conduce verificando che i momenti stabilizzanti rispetto ad un vertice della fondazione siano maggiori di quelli ribaltanti per la combinazione EQU.

$F_{s,1}$ = (130+45)*4*0.9 = 630 kN b = 2.75 m
$F_{s.2}$ = (3600+672)*0.9 = 3800 kN b = 4 m
$F_{r,1}$ = 65*2*1.5 = 195 kN b = 4.4 m
$F_{r,2}$ = (20*1.0+5*1.5+20*1.5)*4 = 230 kN b = 1.5 m

M_s = 17100 kNm > M_r = 1200 kNm
La verifica è soddisfatta.

9.12. Fondazione torre T2

La fondazione della torre T2 in oggetto consiste in una suola di fondazione di lunghezza 12 m, larghezza 9 m ed altezza 1.50 m. La fondazione è sormontata da due baggioli per l'alloggio dei tirafondi della torre di dimensioni in pianta 1.4 m x 1.7 m ed altezza 0.6 m.

9.12.1. Descrizione del modello

Il modello è costituito da elementi tipo *shell* per la modellazione della fondazione superficiale.
I carichi, provenienti dalle tabelle di cui al paragrafo 7.4, sono stati assegnati alle superfici di competenza sopra la fondazione.

Il terreno di fondazione è stato modellato come suolo elastico alla Winkler mediante molle elastiche superficiali aventi le seguenti caratteristiche a seguito della precarica prevista:

Rigidezza verticale:
$k_v = 20000$ kN/m^3

Rigidezza orizzontale:
$k_h = 10000$ kN/m^3

Di seguito si riporta il modello FEM utilizzato.

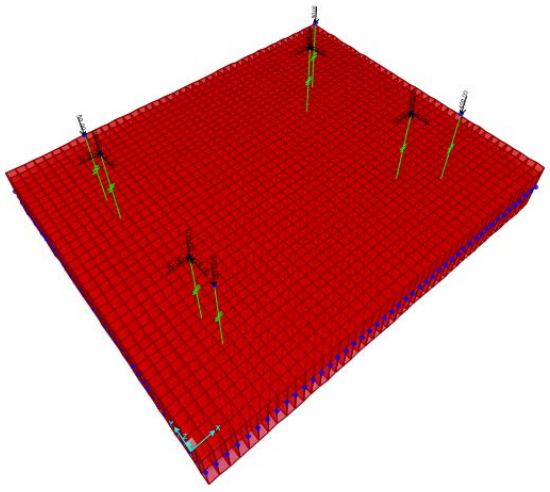


Fig. 9.40 - Modello 3D della fondazione T2

9.12.2. Risultati dell'analisi

Di seguito si riportano i valori di sollecitazione massimi sulla fondazione.

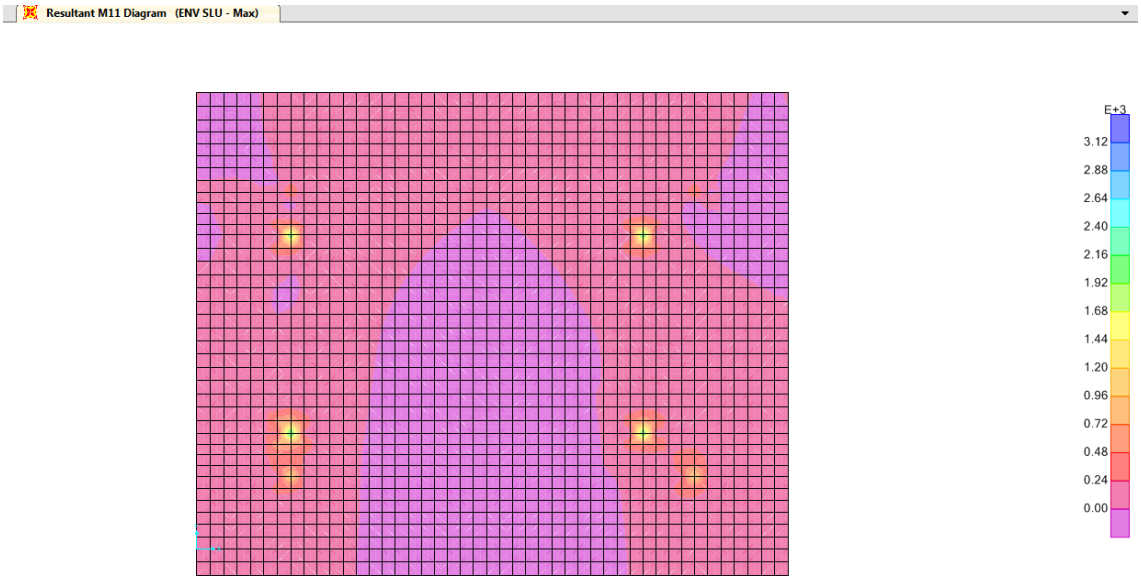


Fig. 9.41 - Combinazione INV SLU: Momenti M11

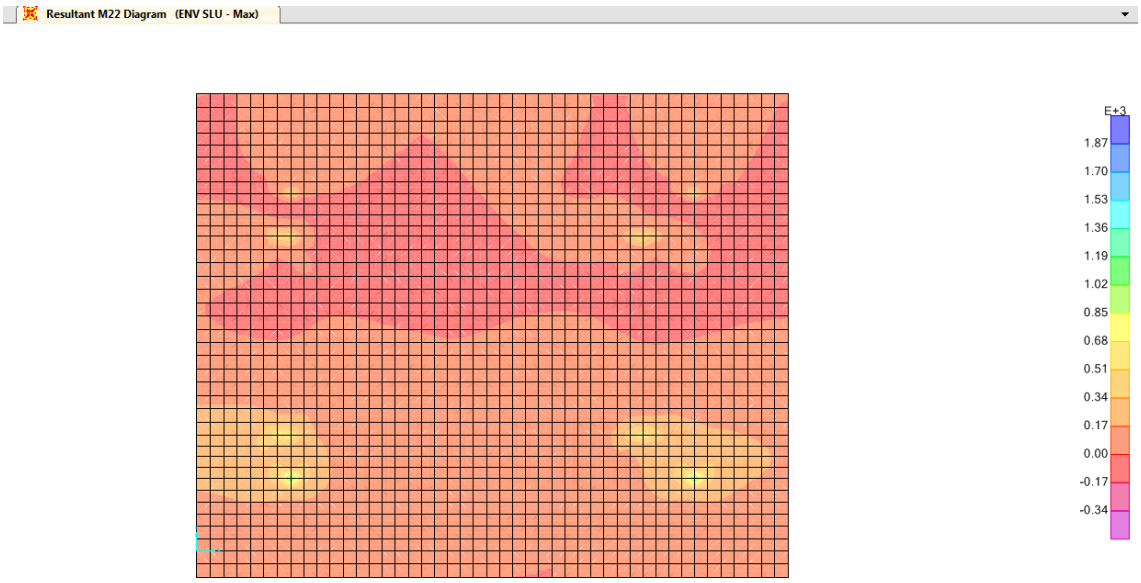


Fig. 9.42 - Combinazione INV SLU: Momenti M22

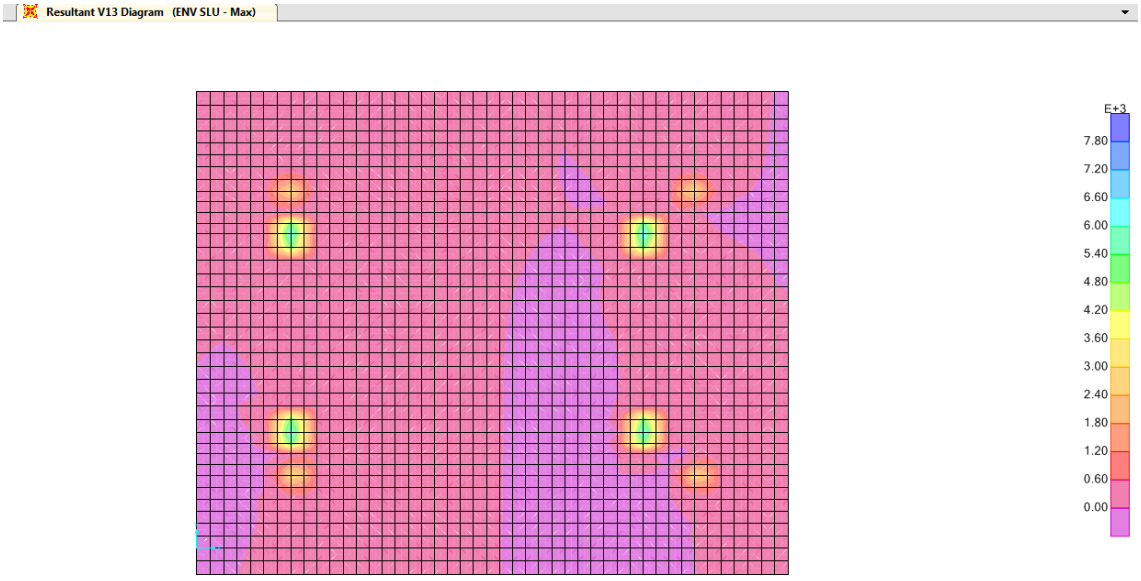


Fig. 9.43 - Combinazione INV SLU: Tagli V13

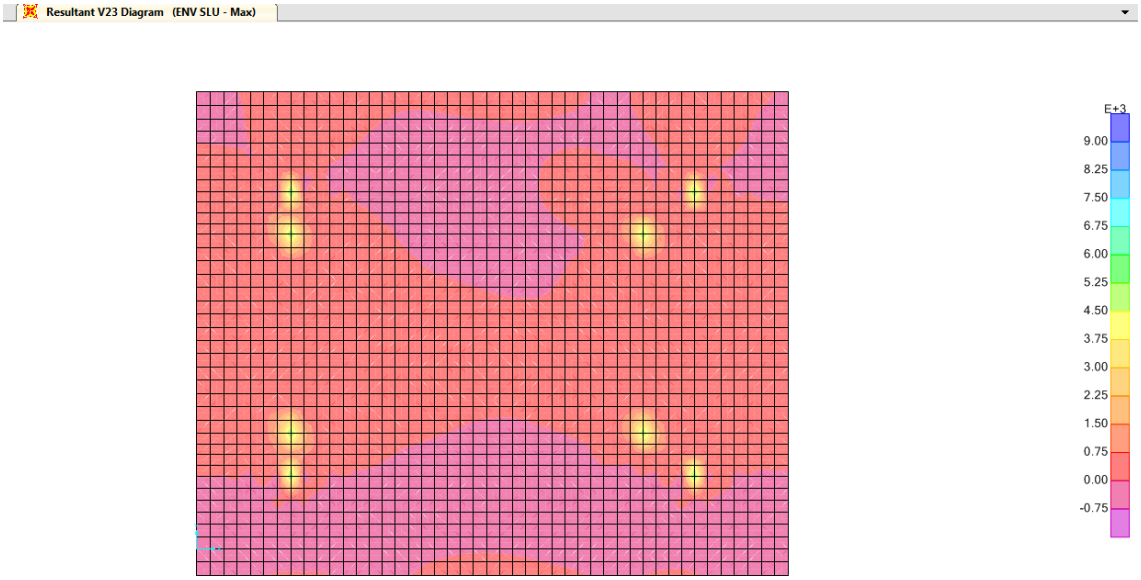


Fig. 9.44 - Combinazione INV SLU: Tagli V23

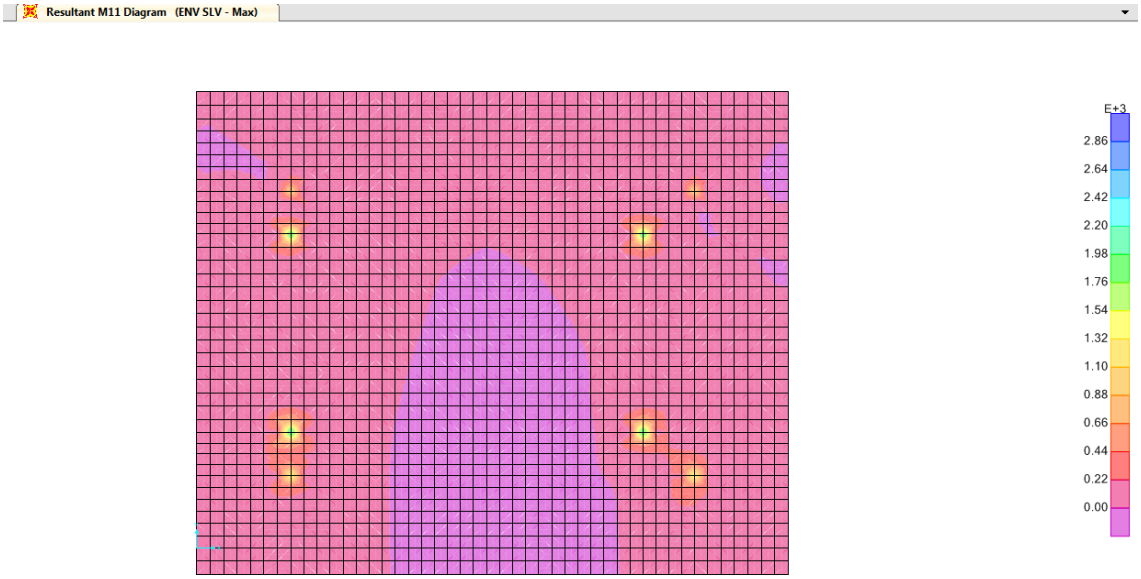


Fig. 9.45 - Combinazione INV SLV: Momenti M11

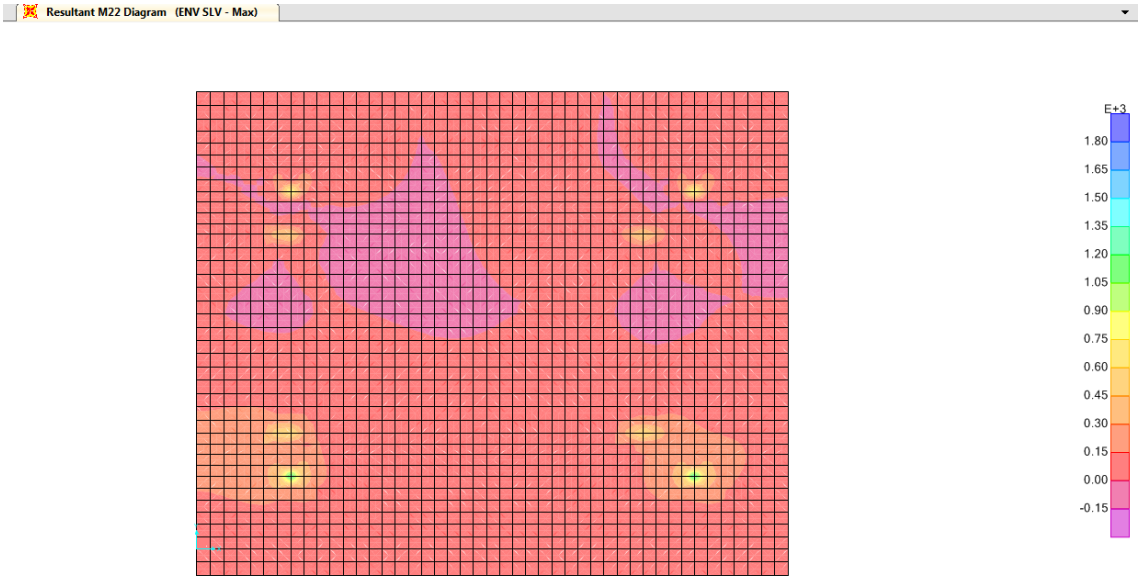


Fig. 9.46 - Combinazione INV SLV: Momenti M22

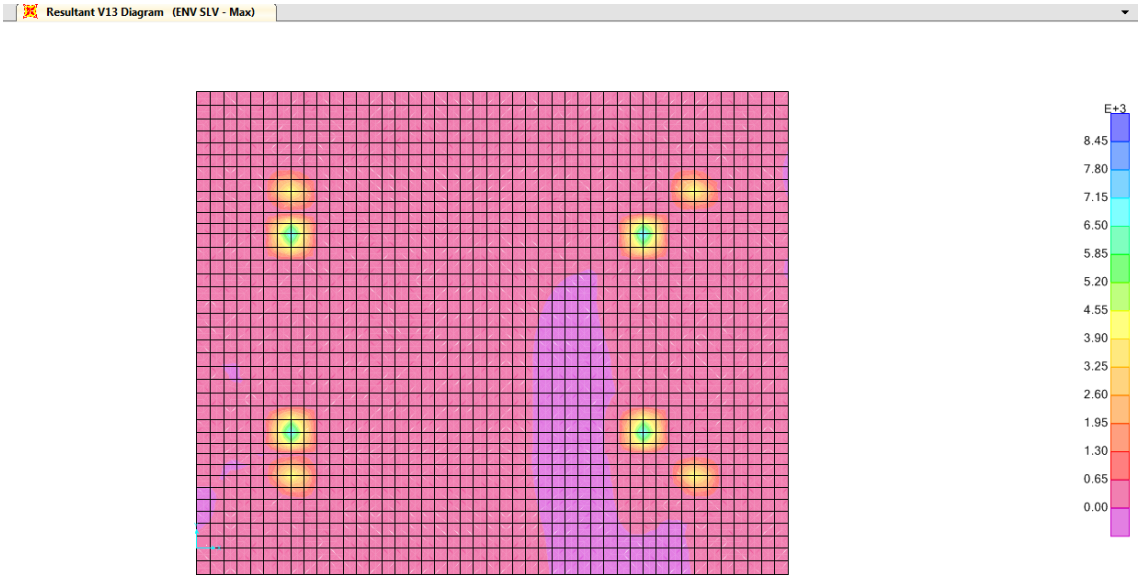


Fig. 9.47 - Combinazione INV SLV: Tagli V13

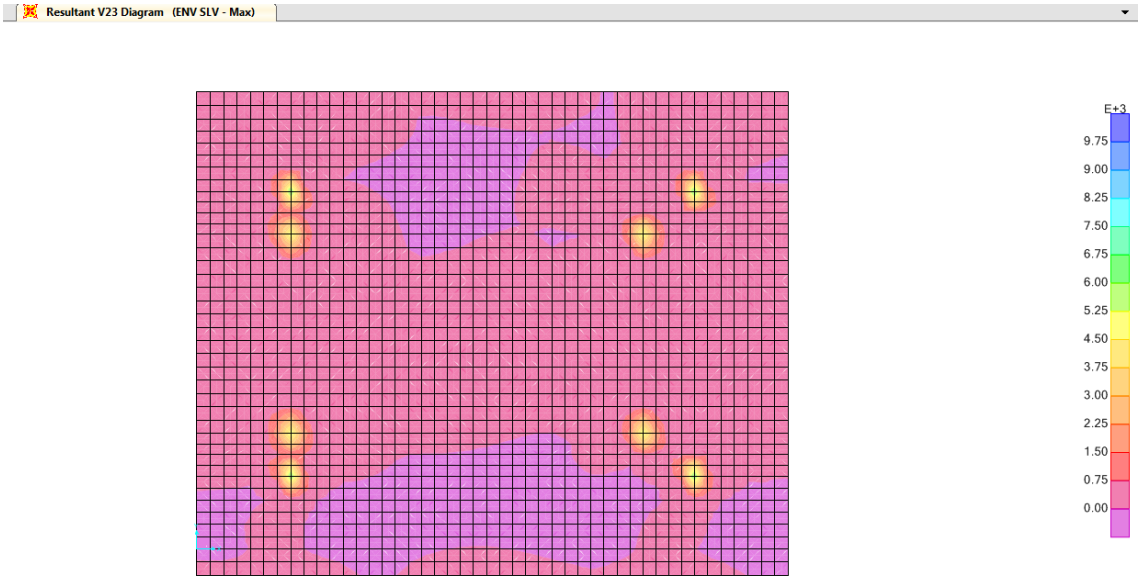


Fig. 9.48 - Combinazione INV SLV: Tagli V23

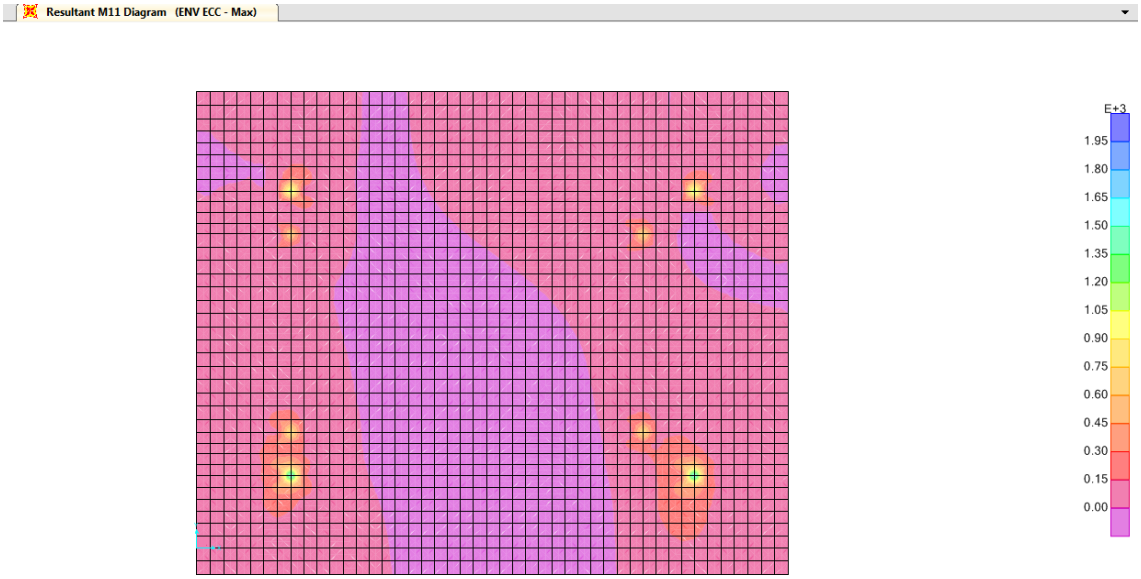


Fig. 9.49 - Combinazione INV ECC: Momenti M11

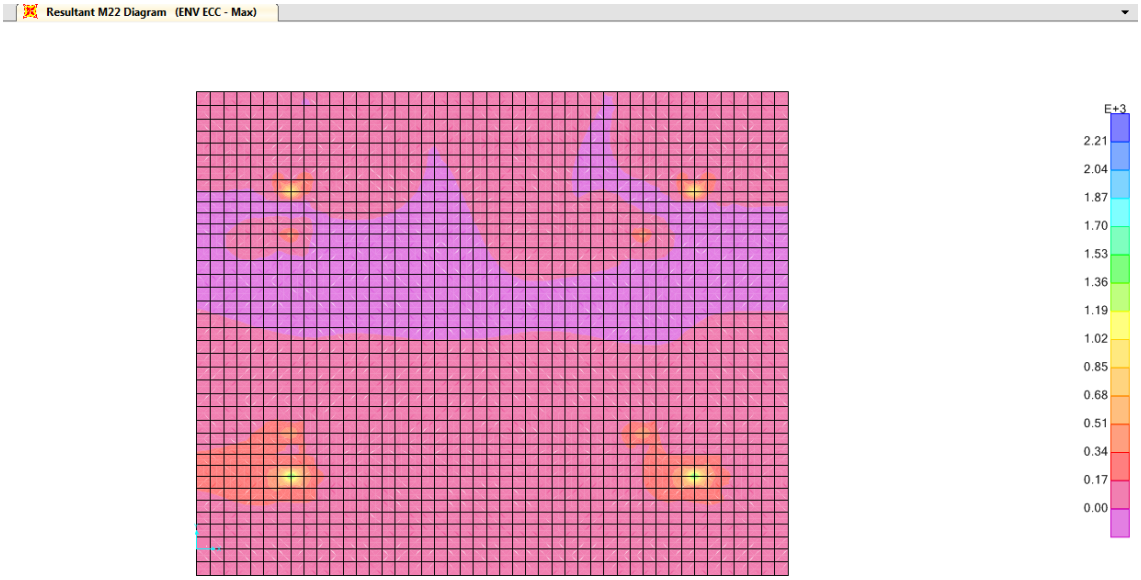


Fig. 9.50 - Combinazione INV ECC: Momenti M22



Fig. 9.51 - Combinazione INV ECC: Tagli V13

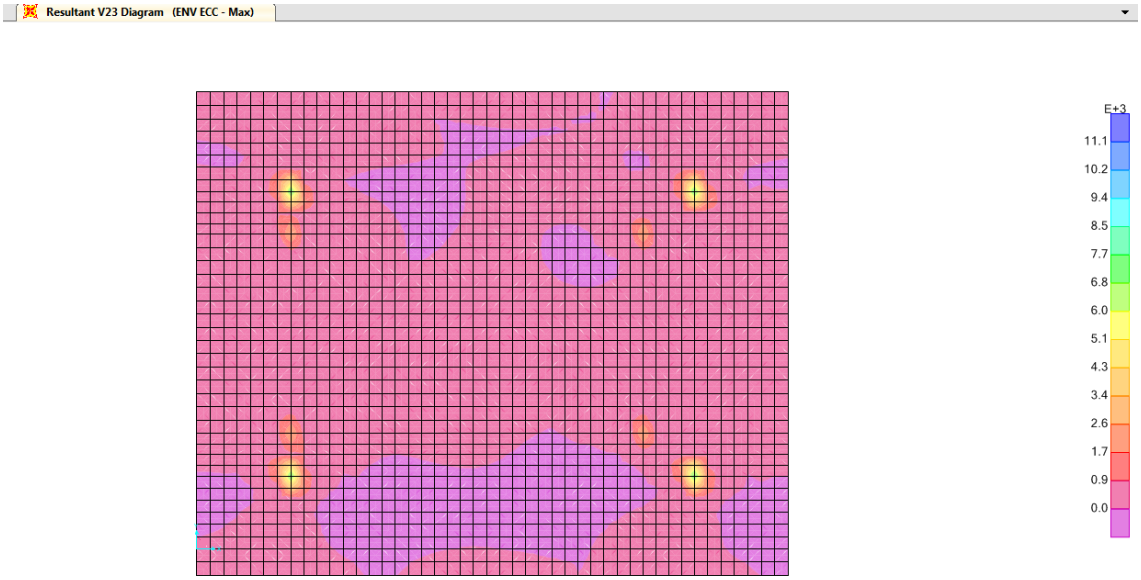


Fig. 9.52 - Combinazione INV ECC: Tagli V23

Di seguito si riportano in tabella le massime sollecitazioni di momento e taglio all'interno della fondazione per i diversi inviluppi di combinazioni.

TABLE: Section Cut Forces - Analysis									
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SCUT1	ENV SLU	Combination	Max	278.472	440.815	844.965	801.336	-1054.7939	4.8513
SCUT1	ENV SLU	Combination	Min	7.3	-229.925	598.865	-653.4011	-3588.962	-100.2652
SCUT1	ENV ECC	Combination	Max	355.772	260.221	674.485	710.3037	857.9531	65.3056
SCUT1	ENV ECC	Combination	Min	-161.975	-123.139	415.913	-541.8753	-4125.082	-130.9886
SCUT1	ENV SLV	Combination	Max	279.465	447.337	676.335	981.7937	85.0773	37.7891
SCUT1	ENV SLV	Combination	Min	-85.668	-310.255	414.063	-813.3652	-3352.2062	-103.4721
SCUT2	ENV SLU	Combination	Max	122.65	191.137	787.332	705.4613	-533.7679	-0.0134
SCUT2	ENV SLU	Combination	Min	3.421	-101.669	-116.505	-175.2824	-1727.092	-56.1008
SCUT2	ENV ECC	Combination	Max	156.849	119.588	396.222	339.094	379.4808	34.6432
SCUT2	ENV ECC	Combination	Min	-71.447	-61.491	118.139	68.1098	-1971.3434	-72.7202
SCUT2	ENV SLV	Combination	Max	123.857	196.019	710.203	644.3497	24.2669	19.8276
SCUT2	ENV SLV	Combination	Min	-38.455	-137.922	-195.842	-237.1459	-1616.1294	-57.9046
SCUT3	ENV SLU	Combination	Max	286.459	128.717	-827.661	-1526.0802	1727.6136	223.0594
SCUT3	ENV SLU	Combination	Min	-148.863	5.735	-838.918	-1677.3454	-1121.013	-107.4105
SCUT3	ENV ECC	Combination	Max	218.513	175.315	-595.482	-994.0212	642.7601	107.1784
SCUT3	ENV ECC	Combination	Min	-128.855	-87.934	-603.146	-1267.3107	-232.4119	-30.9445
SCUT3	ENV SLV	Combination	Max	301.928	167.719	-516.689	-1114.5794	1643.3057	220.6023
SCUT3	ENV SLV	Combination	Min	-212.27	-80.338	-681.938	-1146.7525	-1232.9575	-144.3684

Tab. 9.11 - Tabella delle massime sollecitazioni di momento e taglio nella fondazione

Di seguito si riportano in tabella le pressioni massime ottenute alla base della fondazione per i diversi inviluppi di combinazioni.

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F3 [kN]	σ_t [kPa]	σ_t [kg/cm^2]
364	INV SLU	Combination	Max	10.2	204	2.04
364	INV SLV	Combination	Max	9.08	182	1.82
198	INV ECC	Combination	Max	9.5	190	1.90

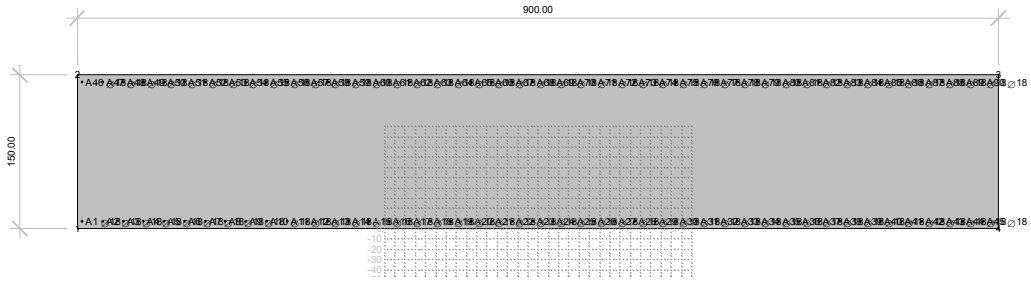
Tab. 9.12 - Tabella delle pressioni massime sotto la fondazione

	Vx [kN]	Vy [kN]	N [kN]
ECC4	1316	-442	6132.5
SLU2	800	500	6626.25
SLV4	1344	-132	5512.5

Tab. 9.13 - Tabella dei tagli massimi alla base della fondazione

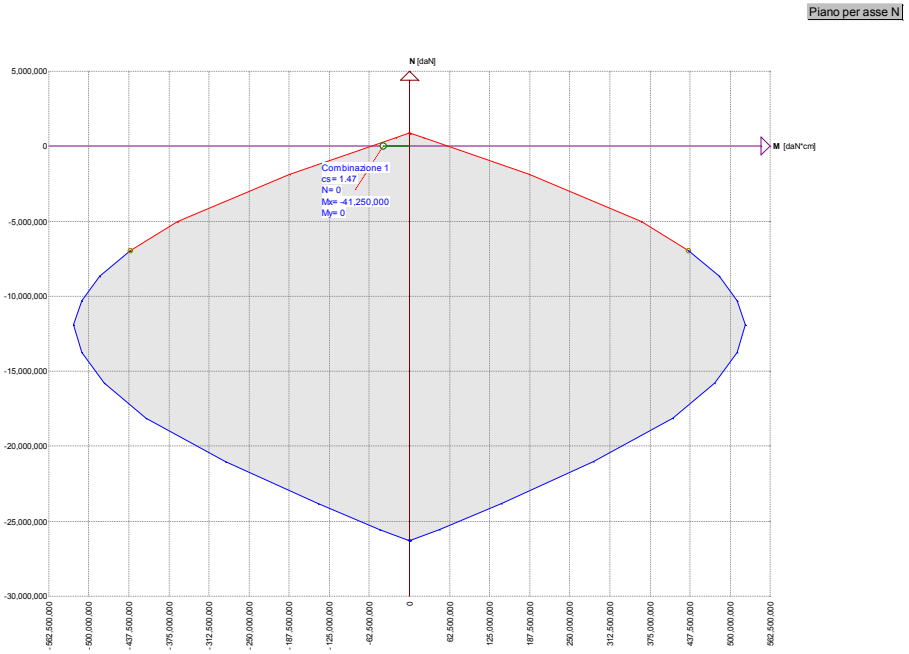
9.12.3. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi STR

La suola di fondazione nella direzione principale longitudinale presenta la seguente sezione.



Verifica a flessione

La sezione presenta ϕ18/20 come armatura resistente inferiore e ϕ18/20 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo ECC-1, sono pari a:

M_{11} = -4125 kNm

M_{22} = -1677 kNm

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.47.
La sezione è pertanto verificata.
Verifica a taglio
Il valore del taglio massimo, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU-1, è:
V_{sd} = 845 kN
Per la verifica a taglio si considera, a favore di sicurezza, una sezione rettangolare b = 800 cm, h = 150 cm, non armata a taglio. A favore di sicurezza non si considerano i distanziatori ϕ16 che forniscono comunque il loro contributo.

CARATTERISTICHE SEZIONE RETTANGOLARE

CALCESTRUZZO		ACCIAIO		SEZIONE	
fck	32.0 N/mm²	C450		b	8000 mm
γc	1.5	fyk	450 N/mm²	h	1500 mm
fcd=0.85fck/yc	18.1 N/mm²	γs	1.15	c	50 mm
		fyd	391 N/mm²	d	1450 mm
		Es	200,000 N/mm²	Asl	11430 mm2
		εyd	0.00196		

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Ned	0 kN	σcp	0.000 N/mm²	<	3.62667
(+ = compressione)					
k	1.371				
νmin	0.318				
ρl	0.001	<	0.02		
VRd =	**2799 kN**				
VRd min =	**3688 kN**				
Se VEd >	**3688 kN**	allora occorre dimensionare l'armatura a taglio			

La sezione risulta verificata.

Baggioli

I collari vengono verificati come elementi tozzi.
Si riporta qui di seguito la verifica dei collari più significativi.

Le sollecitazioni di calcolo, a favore di sicurezza, risultano:
V_{sd} = 432*2 = 864 kN
N_{sd} = +395 kN

La resistenza a trazione delle armature vale:

$$P_{Rd} = \frac{\left(As \cdot f_{yd} - H\right)}{\lambda} = 905kN > V_{Sd}$$

Dove:

As = 6+6ϕ18 = 3048 mm^2

λ = l/0.9d = 920/(0.9*1150)=0.88

9.12.4. Verifica di capacità portante (carico limite del sistema terreno-fondazione) GEO

Calcolo della capacità portante proposta da Meyerhof.

La capacità portante viene verificata nelle direzioni più critiche conforme le sollecitazioni di calcolo.

Per la combinazione SLU A1

Sollecitazioni di calcolo

M_{xx} = -5510 kNm

M_{yy} = 6730 kNm

N = 6626 kN

V_y = 800 kN

V_x = 500 kN

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.22	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	12.3	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.70	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$$Q_{lim} = 0{,}5^{*}\gamma^{*}(B-2e_t)^{*}N_\gamma{}^{*}s_\gamma{}^{*}d_\gamma{}^{*}i_\gamma{}^{*}b_\gamma{}^{*}g_\gamma+c^{*}N_c{}^{*}s_c{}^{*}d_c{}^{*}i_c{}^{*}b_c{}^{*}g_c+\gamma_{sup}{}^{*}D^{*}N_q{}^{*}s_q{}^{*}d_q{}^{*}i_q{}^{*}b_q{}^{*}g_q$$

$N\gamma=1{,}5^{*}(Nq-1)^{*}\tan\varphi$ = **56.1742** $Nq=e^{\pi^{*}\tan\varphi}{}^{*}\tan^2(45+\varphi/2)$ = **48.9332** $Nc=(Nq-1)^{*}\cot\varphi$ = **61.3517**

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Q_{lim}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
11.00	9.00	1.85	7.33	1.833	1.500	0.674	1.637	1.65	1.000	1.039	1.067	0.457	0.745	0.745	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	302.9737185

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 13.0$ kg/cm^2 > p =2.00 kg/cm^2.

Per la combinazione SLU A2
Sollecitazioni di calcolo
$M_{xx} = -4590$ kNm
$M_{yy} = 4670$ kNm
$N = 5521$ kN
$V_y = 666$ kN
$V_x = 384$ kN

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.22	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	14	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	32	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.70	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$$Q_{lim} = 0{,}5^*\gamma^*(B-2e_t)^*N_\gamma{}^*s_\gamma{}^*d_\gamma{}^*i_\gamma{}^*b_\gamma{}^*g_\gamma+c^*N_c{}^*s_c{}^*d_c{}^*i_c{}^*b_c{}^*g_c+\gamma_{sup}{}^*D^*N_q{}^*s_q{}^*d_q{}^*i_q{}^*b_q{}^*g_q$$

$N\gamma=1{,}5^*(Nq-1)^*\tan\varphi$ = 20.7864 $Nq=e^{\pi^*\tan\varphi}{}^*\tan^2(45+\varphi/2)$ = 23.1767 $Nc=(Nq-1)^*\cot\varphi$ = 35.4902

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Q_{lim}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
11.00	9.00	1.85	7.33	1.833	1.500	0.674	1.509	1.532	1.000	1.046	1.067	0.316	0.713	0.713	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	109.7197231

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 1.8$

Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 5.6$ kg/cm^2 > p =1.67 kg/cm^2.

Per la combinazione SLV

Sollecitazioni di calcolo

$M_{xx} = 5865$ kNm

$M_{yy} = 7452$ kNm

$N = 5512$ kN

$V_y = 1344$ kN

$V_x = -132$ kN

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.32	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	17.7	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.70	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$$Q_{lim} = 0{,}5{*}\gamma{*}(B{-}2e_t){*}N_\gamma{*}s_y{*}d_y{*}i_y{*}b_y{*}g_y{+}c{*}N_c{*}s_c{*}d_c{*}i_c{*}b_c{*}g_c{+}\gamma_{sup}{*}D{*}N_q{*}s_q{*}d_q{*}i_q{*}b_q{*}g_q$$

$N_\gamma=1{,}5{*}(Nq{-}1){*}\tan\varphi$ = 56.1742 $Nq=e^{\pi{*}\tan\varphi}{*}\tan^2(45+\varphi/2)$ = 48.9332 $Nc=(Nq{-}1){*}\cot\varphi$ = 61.3517

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Q_{lim}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
11.00	9.00	1.85	7.33	1.833	1.500	0.674	1.637	1.65	1.000	1.039	1.067	0.285	0.645	0.645	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	236.2073179

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 10.2$ kg/cm^2 > p =1.82 kg/cm^2.

Per la combinazione ECC
Sollecitazioni di calcolo
$M_{xx} = 9835$ kNm
$M_{yy} = 3600$ kNm
$N = 6132$ kN
$V_y = 1316$ kN
$V_x = 442$ kN

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
J. Brinch Hansen (1970)

Dati sulla fondazione			
Angolo d'inclinazione del piano di campagna	β	0	°
Angolo d'inclinazione del piano fondazione	α	0	°
Rapporto componente orizzontale e verticale dei carichi	H/N	0.20	
Angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale	δ	11.3	°

Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione			
Coesione	c	0.00	t/m^2
Angolo di attrito interno	φ	38	°
Peso di volume del terreno sottostante	γ	1.90	t/m^3
Peso di volume del terreno laterale	γ_{sup}	1.70	t/m^3

Comportamento del terreno di tipo rigido plastico
Criterio di rottura di Coulomb - Rottura di tipo generale - Qamm = Qlim / Fs

$$Q_{lim} = 0{,}5^{*}\gamma^{*}(B-2e_t)^{*}N_\gamma^{*}s_\gamma^{*}d_\gamma^{*}i_\gamma^{*}b_\gamma^{*}g_\gamma+c^{*}N_c^{*}s_c^{*}d_c^{*}i_c^{*}b_c^{*}g_c+\gamma_{sup}^{*}D^{*}N_q^{*}s_q^{*}d_q^{*}i_q^{*}b_q^{*}g_q$$

$N\gamma=1{,}5^{*}(Nq-1)^{*}\tan\varphi$ = 56.1742 $Nq=e^{\pi^{*}\tan\varphi}{}^{*}\tan^2(45+\varphi/2)$ = 48.9332 $Nc=(Nq-1)^{*}\cot\varphi$ = 61.3517

Geometria della fondazione				Eccentricità		Fattori di Forma della fondazione			Fattori di Profondità del p.f.			Fattori di Inclinazione del carico			Fattori di Inclinazione del p.f.			Fattori di Inclinazione del p.c.			Capacità portante della fondazione
Larg.	Lung.	Prof.		Trasv.	Long.																
B	L	D	B'	et	el	s_γ	s_q	s_c	d_γ	d_q	d_c	i_γ	i_q	i_c	b_γ	b_q	b_c	g_γ	g_q	g_c	Q_{lim}
m	m	m	m	m	m																t/m^2
9.00	11.00	1.85	6.00	1.500	1.833	0.782	1.426	1.435	1.000	1.047	1.082	0.494	0.765	0.765	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	286.365031

Al valore ottenuto va applicato il coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$
Si ottiene quindi il valore $q_{Rd} = 12.4$ kg/cm^2 > p =1.90 kg/cm^2.

9.12.5. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO

La verifica si conduce verificando che il taglio massimo alla base della fondazione sia inferiore a (N * tgϕ' / γ_R), con N pari al carico verticale trasmesso in fondazione.
Il taglio massimo alla base della fondazione si ottiene in condizioni sismiche e vale V_{max} = 1344 kN.
N_{sis} = 6132 kN

(N * tgϕ' / γ_R) = 6132 * tg(38°) / 1.1 = 4355 kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

Il taglio alla base della fondazione in condizioni ultime SLU A1 vale V_{max} = 800 kN.
N_{slu} = 6626 kN

(N * tgϕ' / γ_R) = 6626 * tg(38°) / 1.1 = 4700 kN > V_{sd}

La verifica è soddisfatta.

Il taglio alla base della fondazione in condizioni ultime SLU A2 vale V_{max} = 666 kN.
N_{slu} = 5521 kN

$(N * tg\phi' / \gamma_R) = 5521 * tg(32°) / 1.1 = 3136$ kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

Il taglio alla base della fondazione in condizioni eccezionali ECC vale V_{max} = 1316 kN.
N_{slu} = 6132 kN

$(N * tg\phi' / \gamma_R) = 6132 * tg(38°) / 1.1 = 4355$ kN > V_{sd}
La verifica è soddisfatta.

9.12.6. Verifica a ribaltamento EQU

La verifica si conduce verificando che i momenti stabilizzanti rispetto ad un vertice della fondazione siano maggiori di quelli ribaltanti per la combinazione EQU.
Le sollecitazioni ribaltanti massime si ottengono nella combinazione eccezionale.

<u>ECC - Direzione y</u>

F_s = 450*2+50*2+400*2+400*2+3700 = 6300 kN	b = 4.5 m
$F_{r,1}$ = 350*2+450*2 = 1660 kN	b = 5.25 m
$F_{r,2}$ = 160*2 = 320 kN	b = 3.7 m
$F_{r,3}$ = 150*4+55*4+50*4+20*4= 1100 kN	b = 1.5 m

M_s = 28350 kNm > M_r = 11234 kNm
La verifica è soddisfatta.

<u>EQU - Direzione y</u>

F_s = (450*2+50*2+400*2+400*2+3700)*0.9 = 5670 kN b = 4.5 m
$F_{r,1}$ = (350*2+150*2)*1.5 = 1500 kN b = 5.25 m
$F_{r,2}$ = 55*2*1.5 = 165 kN b = 3.7 m
$F_{r,3}$ = (50*4+55*4+20*4)*1.5+20*4 = 830 kN b = 1.5 m

M_s = 25515 kNm > M_r = 9730 kNm
La verifica è soddisfatta.

9.13. Fondazione torre T1

La fondazione in oggetto consiste in un plinto superficiale di fondazione di dimensione in pianta rettangolare pari a 6.0 m x 3.0 m ed altezza 1.50 m.

9.13.1. Verifica di resistenza STR

Il plinto di fondazione presenta la seguente geometria:
Lunghezza = 6.0 m
Larghezza = 3.0 m
Altezza sezione h = 1.5 m

Le massime sollecitazioni che agiscono sul plinto agli stati limite ultimi sono le seguenti:

SLU A1
N_{sd} = -1720 kN
$M_{sd,x}$ = 78 kNm
$M_{sd,y}$ = -1022 kNm
$V_{sd,x}$ = 168 kN
$V_{sd,y}$ = 52 kN

SLU A2
N_{sd} = -1335 kN

$M_{sd,x}$ = 68 kNm
$M_{sd,y}$ = -853 kNm
$V_{sd,x}$ = 138 kN
$V_{sd,y}$ = 45 kN

ECC
N_{sd} = -1355 kN
$M_{sd,x}$ = 150 kNm
$M_{sd,y}$ = -1513 kNm
$V_{sd,x}$ = 220 kN
$V_{sd,y}$ = 100 kN

SLV X
N_{sd} = -1330 kN
$M_{sd,x}$ = -9 kNm
$M_{sd,y}$ = -1443 kNm
$V_{sd,x}$ = 260 kN
$V_{sd,y}$ = 6 kN

SLV Y
N_{sd} = -1275 kN
$M_{sd,x}$ = -30 kNm
$M_{sd,y}$ = -627 kNm
$V_{sd,x}$ = 127 kN
$V_{sd,y}$ = 20 kN

Il plinto presenta ϕ18/20 in entrambe le direzioni come armatura resistente inferiore e superiore.
Trattandosi di plinto rigido (v/h<2), la sollecitazione per il calcolo dell'armatura risulta:

$$T_{1d} = R_{d1} \cdot \frac{X_1 - 0.25b}{0.85d}$$

dove:

$$X1 = \frac{B_1}{6} \cdot \frac{3q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}{2q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}$$

$$R_{1d} = \frac{N_d}{2} + \frac{3}{2} \cdot \frac{M}{B_1}$$

B1 = 6.0 m

B2 = 3.0 m

b = 1.0 m

SLU

q_{max} = 160 kPa per

N = 1720 kN

M = 1022 kNm

X1 = 1.42

R_{1d} = 1115 kN

T_{1d} = 1077 kN

ECC

q_{max} = 178 kPa per

N = 1355 kN

M = 1513 kNm

X1 = 1.4

R_{1d} = 1055 kN

T_{1d} = 1000 kN

SLV X

q_{max} = 155 kPa per

N = 1330 kN

M = 1443 kNm

X1 = 1.39
R_{1d} = 1025 kN
T_{1d} = 967 kN

$T_{Rd} = A_s * f_{yd} = 1272 * 391 = 497$ kN/m > $T_{1d} / 3 = 359$ kN/m

Baggioli

I collari vengono verificati come elementi tozzi.
Si riporta qui di seguito la verifica dei collari più significativi.
Le sollecitazioni di calcolo risultano:
V_{sd} = 165 kN
H_{sd} = 0 kN

La resistenza a trazione delle armature vale:

$$P_{Rd} = \frac{\left(As \cdot f_{yd} - H\right)}{\lambda} = 1260kN > V_{Sd}$$

Dove:
$A_s = 6\phi16 = 1200$ mm^2
$\lambda = l/0.9d = 170/(0.9*500)=0.37$

9.13.2. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO 1

Le fondazioni sono sempre tutte reagenti.
Si considera l'inviluppo dello stato limite ultimo:

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A1) risulta:
p = 1.60 kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (SLU A2) risulta:

$p = 1.29$ kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi (ECC) risulta:
$p = 1.78$ kg/cm^2.

Il valore di calcolo per la verifica agli stati limite di vita risulta:
$p = 1.55$ kg/cm^2.

Il calcolo della capacità portante è omesso in quanto la fondazione insiste sulla sovrastruttura in c.a. del cassone A2. Per il calcolo della sovrastruttura si rimanda alla relazione specifica.

9.13.3. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO 2

La verifica si conduce verificando che il taglio massimo alla base della fondazione sia inferiore a $(N * \mu / \gamma_R)$, con N pari al carico verticale trasmesso in fondazione e μ coefficiente di attrito calcestruzzo-calcestruzzo.
Il taglio massimo alla base della fondazione si ottiene in condizioni sismiche e vale
$V_{max} = 260$ kN.
$N_{ecc} = 1273$ kN

$(N * \mu / \gamma_R) = 1330 * 0.6 / 1.1 = 725$ kN $> V_{sd}$
La verifica è soddisfatta.

9.13.4. Verifica a ribaltamento EQU

La verifica si conduce verificando che i momenti stabilizzanti rispetto ad un vertice della fondazione siano maggiori di quelli ribaltanti per la combinazione EQU.

$F_{s,1} = 0.9*(330+35+220+15) = 540$ kN b = 2.7 m
$F_{s,2} = 0.9*(675) = 607$ kN b = 3.0 m

$F_{r,1}$ = 1.5*(95+60) = 232 kN b = 2.15 m
$F_{r,2}$ = 1.5*(25+25) = 75 kN b = 1.5 m

M_s = 3279 kNm > M_r = 611 kNm
La verifica è soddisfatta.

La verifica si conduce verificando che i momenti stabilizzanti rispetto ad un vertice della fondazione siano maggiori di quelli ribaltanti per la combinazione eccezionale ECC.

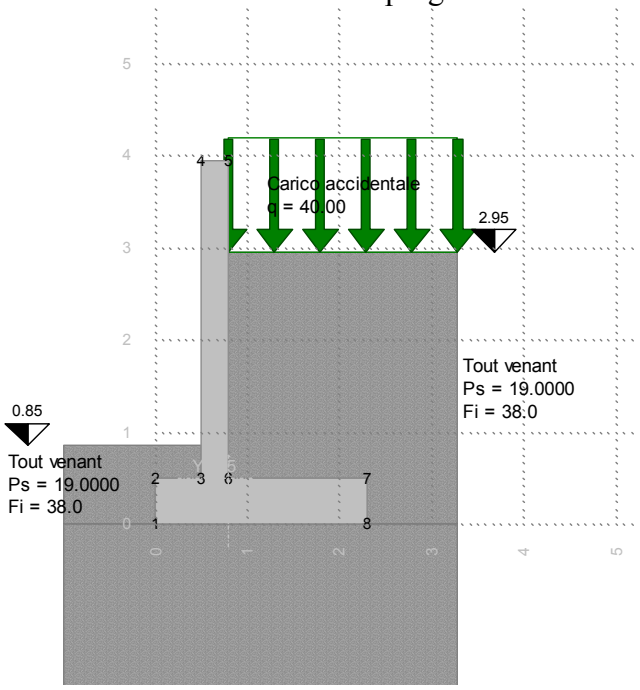
$F_{s,1}$ = (330+35+220+15) = 600 kN b = 2.7 m
$F_{s,2}$ = 675 kN b = 3.0 m

$F_{r,1}$ = (260+180) = 440 kN b = 2.15 m
$F_{r,2}$ = (90+60) = 150 kN b = 1.5 m

M_s = 3645 kNm > M_r = 1170 kNm
La verifica è soddisfatta.

9.14. Muro di sostegno H=3.45 m

L'opera di sostegno è un muro a mensola in c.a. costituito da una parete verticale di altezza 3.45 m e spessore 0.3 m, e da una suola di fondazione di larghezza 2.3 m ed altezza 0.5 m.
Il muro di sostegno è stato calcolato con l'ausilio del programma di calcolo ENG.



Di seguito si riportano le verifiche per le combinazioni più gravose.

9.14.1. Verifica di resistenza STR

9.14.1.1 Parete verticale

Le verifiche sono state condotte per la combinazione sismica SLV Approccio 1 comb. 2.

Azioni globali applicate al muro di sostegno:

Sono positive le forze dirette verso sinistra e verso il basso

N	Nome Azione	Intensità	Braccio
1	Spinta attiva orizzontale	56	1.27
2	Spinta attiva verticale	26	0.80
3	Spinta passiva orizzontale	-22	0.28
4	Peso del muro	55	0.91
5	Peso del terreno a monte	70	1.55
6	Peso del terreno a valle	3	0.25
7	Inerzia muro orizzontale	4	1.19
8	Inerzia terreno orizzontale	5	1.73
9	ΔS attiva orizzontale sismica	2	1.48
10	ΔS attiva verticale sismica	1	0.80

Coefficienti γF, γM e γR applicati alle Azioni ai Materiali e alle Resistenze:

Tipo Azione	γF
Permanente Sfavorevole	1.00
Permanente Favorevole	1.00
Variabile Sfavorevole	0.80
Variabile Favorevole	0.00

γM(Tanϕ)	γR(qb)	γR(δ)	γR(Kp)
1.25	1.00	1.00	1.00

Verifica parete verticale alla quota Y= 0.5

Forze positive se dirette verso il basso

I momenti si assumono positivi se tendono le fibre inferiori

Spessore della parete=0.3

Azioni considerate nella verifica:

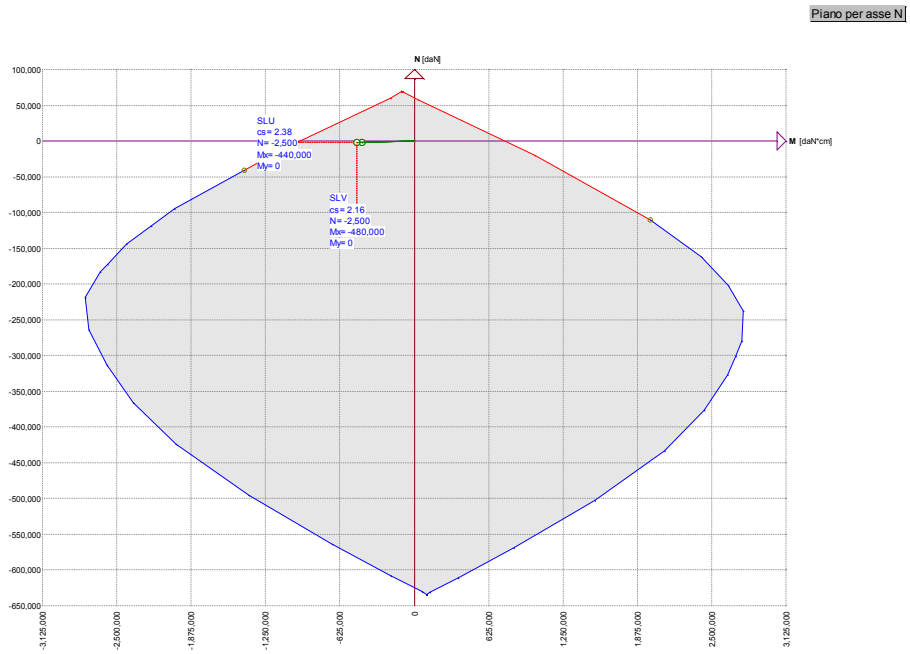
N	Nome Azione	Intensità	Braccio	Md soletta
1	Risultante pressioni terreno	-82	0.50	41
2	Peso della soletta	19	0.75	-14
3	Inerzia soletta	1	0.75	0
4	Peso terreno su soletta	70	0.75	-52
5	Inerzia terreno su soletta	2	0.75	-2

I momenti e i bracci delle azioni si calcolano rispetto al baricentro della sezione di verifica di coordinate: X=0.65 ; Y=0.5(Mf>0 se antiorario)

N	Nome Azione	Intensità	Braccio	Md parete
1	Spinta attiva orizzontale	43	1.07	46
2	Spinta attiva verticale	20	0.15	-3
3	Peso muro	26	0.00	0
4	Inerzia muro orizzontale	2	1.73	3
5	ΔS attiva orizzontale sismica	1	1.23	2
6	ΔS attiva verticale sismica	1	0.15	0

Momento di progetto $Md_{Tot.}$= 48 kNm/m

La sezione presenta ϕ16/20 come armatura resistente lato teso e ϕ14/20 come armatura resistente lato compresso. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 2.16. La sezione è pertanto verificata.

9.14.1.2 Suola di fondazione

Le verifiche sono state condotte per la combinazione sismica SLV Approccio 1 comb. 1.

Azioni globali applicate al muro di sostegno:

Sono positive le forze dirette verso sinistra e verso il basso

N	Nome Azione	Intensità	Braccio
1	Spinta attiva orizzontale	43	1.27
2	Spinta attiva verticale	20	0.80
3	Spinta passiva orizzontale	-29	0.28
4	Peso del muro	55	0.91
5	Peso del terreno a monte	70	1.55
6	Peso del terreno a valle	3	0.25
7	Inerzia muro orizzontale	4	1.19
8	Inerzia terreno orizzontale	5	1.73
9	ΔS attiva orizzontale sismica	3	1.48
10	ΔS attiva verticale sismica	1	0.80

Coefficienti γF, γM e γR applicati alle Azioni ai Materiali e alle Resistenze:

Tipo Azione	γF
Permanente Sfavorevole	1.00
Permanente Favorevole	1.00
Variabile Sfavorevole	0.80
Variabile Favorevole	0.00

γM(Tanϕ)	γR(qb)	γR(δ)	γR(Kp)
1.00	1.00	1.00	1.00

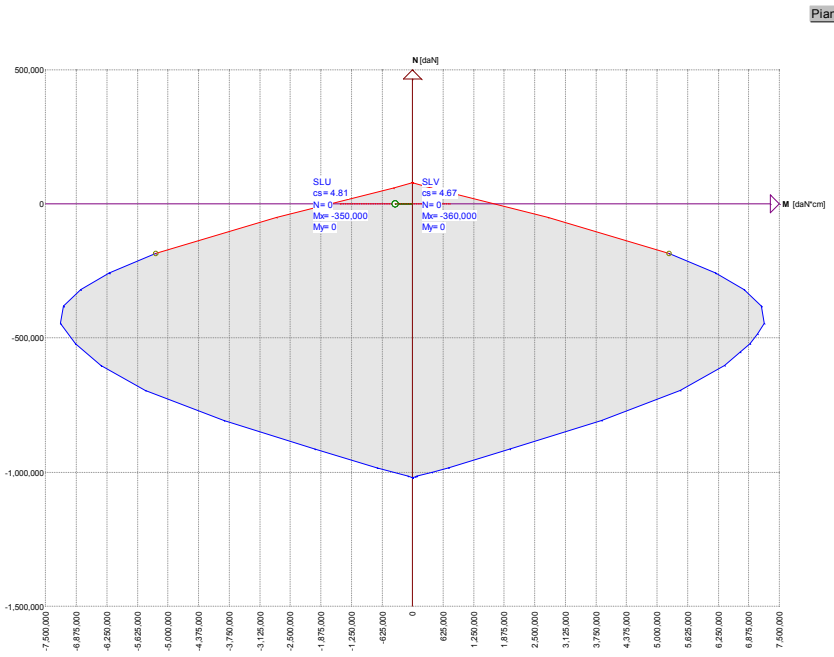
Verifica suola fondazione alla quota X= 0.8

Forze positive se dirette verso il basso
I momenti si assumono positivi se tendono le fibre inferiori
Spessore della parete=0.5
Azioni considerate nella verifica:

N	Nome Azione	Intensità	Braccio	Md soletta
1	Risultante pressioni terreno	-69	0.50	35
2	Peso della soletta	19	0.75	-14
3	Inerzia soletta	1	0.75	0
4	Peso terreno su soletta	70	0.75	-52
5	Inerzia terreno su soletta	2	0.75	-2

Momento di progetto $Md_{Tot.}$= 34 kNm/m

La sezione presenta ϕ16/20 come armatura resistente superiore e inferiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 4.67. La sezione è pertanto verificata.

9.14.2. Verifica di capacità portante (carico limite insieme fondazione-terreno) GEO

Le verifiche sono state condotte per la combinazione SLV Approccio 1 comb. 2.

Azioni globali applicate al muro di sostegno:

Sono positive le forze dirette verso sinistra e verso il basso

N	Nome Azione	Intensità	Braccio
1	Spinta attiva orizzontale	56	1.27
2	Spinta attiva verticale	26	0.80
3	Spinta passiva orizzontale	-22	0.28
4	Peso del muro	55	0.91
5	Peso del terreno a monte	70	1.55
6	Peso del terreno a valle	3	0.25
7	Inerzia muro orizzontale	4	1.19
8	Inerzia terreno orizzontale	5	1.73
9	ΔS attiva orizzontale sismica	2	1.48
10	ΔS attiva verticale sismica	1	0.80

Coefficienti γF, γM e γR applicati alle Azioni ai Materiali e alle Resistenze:

Tipo Azione	γF
Permanente Sfavorevole	1.00
Permanente Favorevole	1.00
Variabile Sfavorevole	0.80
Variabile Favorevole	0.00

γM(Tanϕ)	γR(qb)	γR(δ)	γR(Kp)
1.25	1.00	1.00	1.00

Verifica di capacità portante del terreno di fondazione:

Si adotta la formula di Brinchen-Hansen, non si considera la coesione:

$$q_{lim} = q' \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot z_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B_{eff.} \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot z_\gamma$$

Nel calcolo di qlim non si considera il contributo della spinta passiva
Grandezze valutate e utilizzate nella formula:

Fattori di capacità portante: Nq=23.195 Nγ= 20.808

Fattore correttivo	**Nq**	**Nγ**
Inerziale	zq=0.962	zγ= 0.962
Inclinazione carichi	iq=0.334	iγ= 0.193
Profondità fondazione	dq=1.191	dγ= 1.000
Inclinazione fondazione	bq=1.000	bγ= 1.000
Inclinazione estradosso terreno	gq=1.000	gγ= 1.000

Eccentricità della risultante rispetto al baricentro: e= -0.53
Larghezza effettiva della fondazione di base: $B_{eff.}$=B-2e= 1.23
ϕd medio= 32.0

Peso del terreno alla quota del piano di posa q'= 16
Peso specifico terreno sotto al piano di posa γ'= 13.20
Carico limite terreno: q_{lim}= 174.49
Resistenza Rd=q_{lim}·$B_{eff.}$ Rd= 215
Azione di progetto: Nsd= 155

Nsd<=Rd (verifica soddisfatta)

9.14.3. Verifica a ribaltamento EQU

Le verifiche sono state condotte per la combinazione di equilibrio del corpo rigido EQU.

<u>Azioni globali applicate al muro di sostegno:</u>

Sono positive le forze dirette verso sinistra e verso il basso

N	Nome Azione	Intensità	Braccio
1	Spinta attiva orizzontale	56	1.27
2	Spinta attiva verticale	26	0.80
3	Spinta passiva orizzontale	-22	0.28
4	Peso del muro	47	0.96
5	Peso del terreno a monte	70	1.55
6	Peso del terreno a valle	0	0.25

Coefficienti γF, γM e γR applicati alle Azioni ai Materiali e alle Resistenze:

Tipo Azione	γF
Permanente Sfavorevole	1.10
Permanente Favorevole	0.90
Variabile Sfavorevole	1.50
Variabile Favorevole	0.00

γM(Tanϕ)	γR(qb)	γR(δ)	γR(Kp)
1.25	1.00	1.00	1.00

Verifica al ribaltamento

Nella verifica si considera il contributo della spinta passiva
Ed=azione di progetto;
Rd=resistenza di progetto

Le Rd generano un momento orario rispetto al centro di rotazione del muro.

N	Azione sollecitante	Ed	Rd
1	Spinta attiva orizzontale	78	
2	Spinta attiva verticale		19
3	Peso del muro		41
4	Peso del terreno di monte		97
5	Peso del terreno di valle		1

Ed Totale	Rd Totale
78	158

Rd>Ed : la verifica è soddisfatta

9.14.4. Verifica per scorrimento sul piano di posa GEO

Le verifiche sono state condotte per la combinazione SLU A1 Approccio 2.

Azioni globali applicate al muro di sostegno:

Sono positive le forze dirette verso sinistra e verso il basso

N	Nome Azione	Intensità	Braccio
1	Spinta attiva orizzontale	43	1.27
2	Spinta attiva verticale	20	0.80
3	Spinta passiva orizzontale	-21	0.28
4	Peso del muro	47	0.96
5	Peso del terreno a monte	70	1.55
6	Peso del terreno a valle	3	0.25

Coefficienti γF, γM e γR applicati alle Azioni ai Materiali e alle Resistenze:

Tipo Azione	γF
Permanente Sfavorevole	1.30
Permanente Favorevole	1.00
Variabile Sfavorevole	1.50
Variabile Favorevole	0.00

γM(Tanϕ)	γR(qb)	γR(δ)	γR(Kp)
1.00	1.40	1.10	1.40

Verifica scorrimento del muro rispetto alla base di traccia 1-8

Nella verifica si considera il contributo della spinta passiva

VSd : forze instabilizzanti

NSd : forze stabilizzanti

Le azioni instabilizzanti sono dirette verso valle o verso l'alto

N	Azione di verifica	VSd	NSd
1	Spinta attiva orizzontale	56	
2	Spinta attiva verticale		20
3	Peso muro		47
4	Peso terreno a monte		70
5	Peso terreno a valle		3
		VSd Tot.	NSd Tot.
		56	141

C_a=coeff. di attrito= 0.47

$FR_d=NS_d \cdot C_a= 60$
FRd>VSd verifica soddisfatta

9.15. Muro di sostegno lato cassa di colmata

L'opera di sostegno lato cassa di colmata è costituita da un palancolato metallico rivestito in calcestruzzo per la parte in vista.
Il palancolato metallico costituisce la cassa di colmata per lo stoccaggio del materiale proveniente dai dragaggi.
Il muro, realizzato in una seconda fase rispetto al diaframma, ha uno spessore di 1.2 m necessario per l'alloggio dei pali in c.a. di mascheramento, un'altezza totale di 4 m ed una larghezza della suola di fondazione di 2.5 m. Di seguito si riporta una sezione del muro.

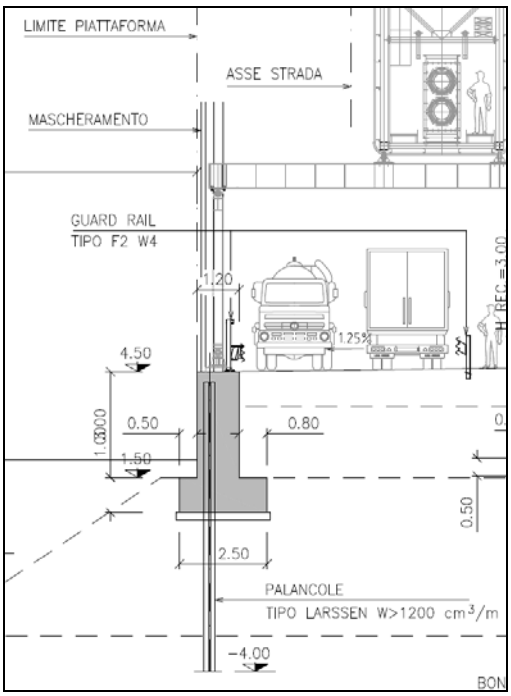


Fig. 9.53 - Sezione tipo del muro di sostegno limite piattaforma-cassa di colmata

L'opera di sostegno, che è stata verificata precedentemente nella fase 1 di progetto esecutivo, viene ora ripresa per la verifica in condizioni di esercizio, in quanto soggetta al carico dovuto al vento agente sui pali di mascheramento.
Nelle analisi il palancolato è stato modellato come elemento '*plate*' avente caratteristiche di rigidezza equivalenti a quelle sopra indicate; in particolare, il codice di calcolo 'PLAXIS' chiede di assegnare i valori di rigidezza assiale e flessionale EA ed EI di siffatti elementi.

Nella fattispecie l'elemento 'plate' è stato caratterizzato con una rigidezza maggiore rispetto all'analisi eseguita in precedenza per tenere in considerazione il muro in c.a., come segue:

Tipologia	EA (kN/m)	EI (kNm^2/m)
Palancolato W_{min} = 1200cm^3/m	3.6E+07	50.8E+3

Tab. 9.14 - Parametri di calcolo opera di sostegno

I carichi applicati in testa all'opera di sostegno, dovuti all'azione del vento agente sul mascheramento, risultano:

N = 60 kN/m
M = 110 kNm/m
V = 16 kN/m

Nel seguito vengono presentati i risultati relativi alle diverse sezioni studiate.

9.15.1. Risultati dell'analisi

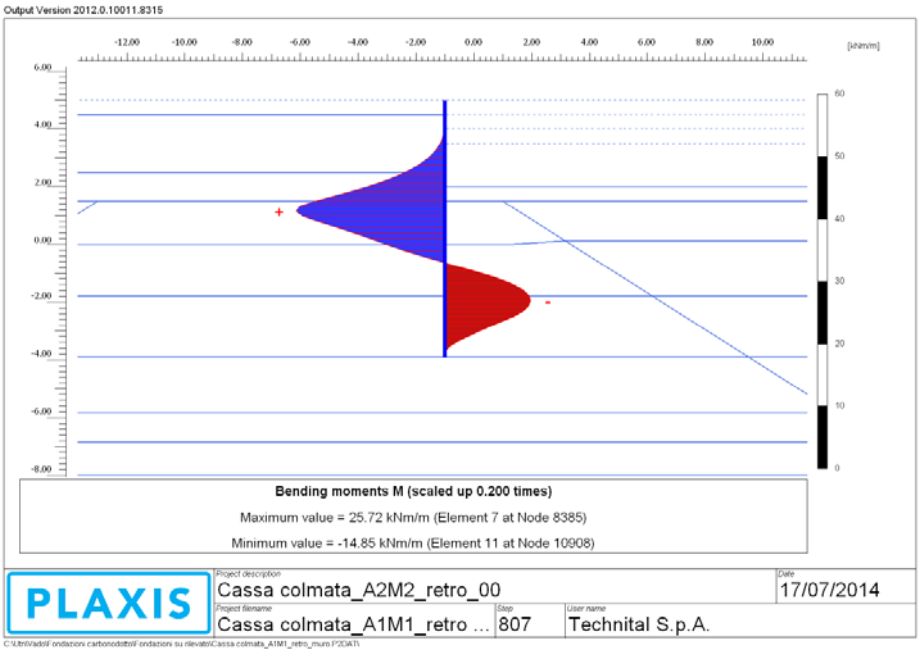


Fig. 9.54 - Cassa di colmata ultimata – Momento flettente

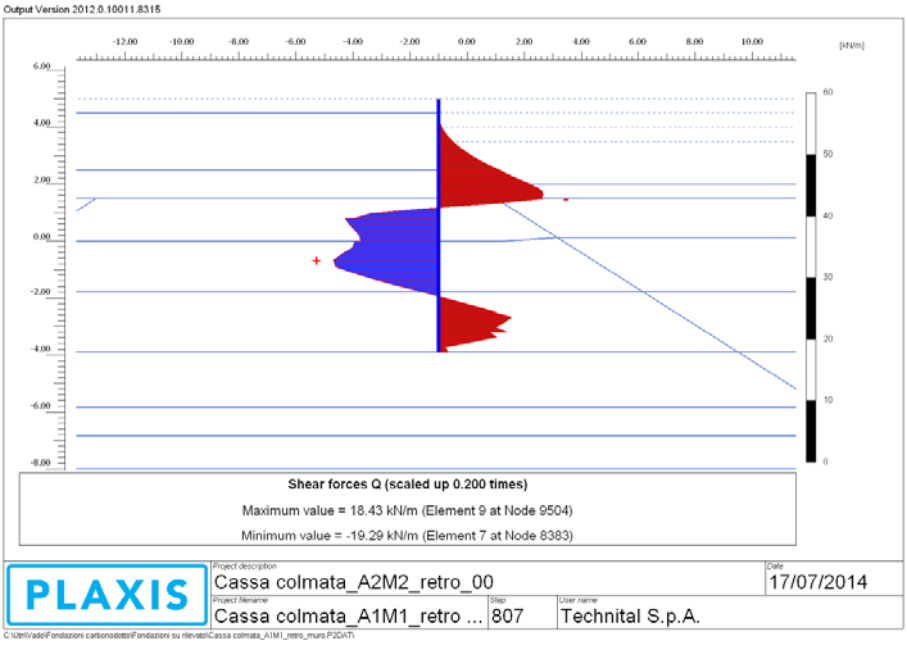


Fig. 9.55 - Cassa di colmata ultimata – Taglio

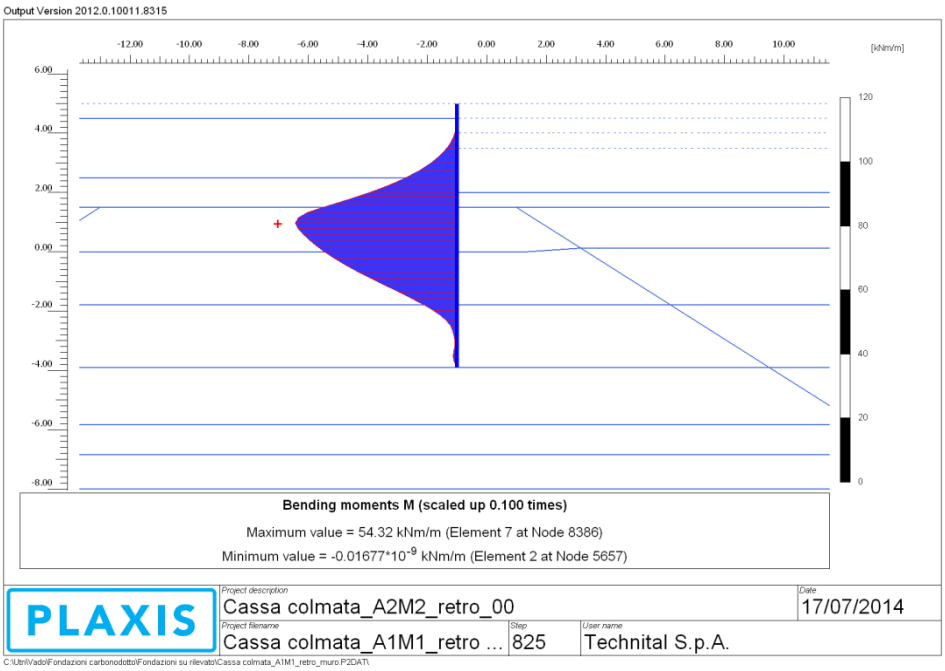


Fig. 9.56 - Accidentale piattaforma – Momento flettente

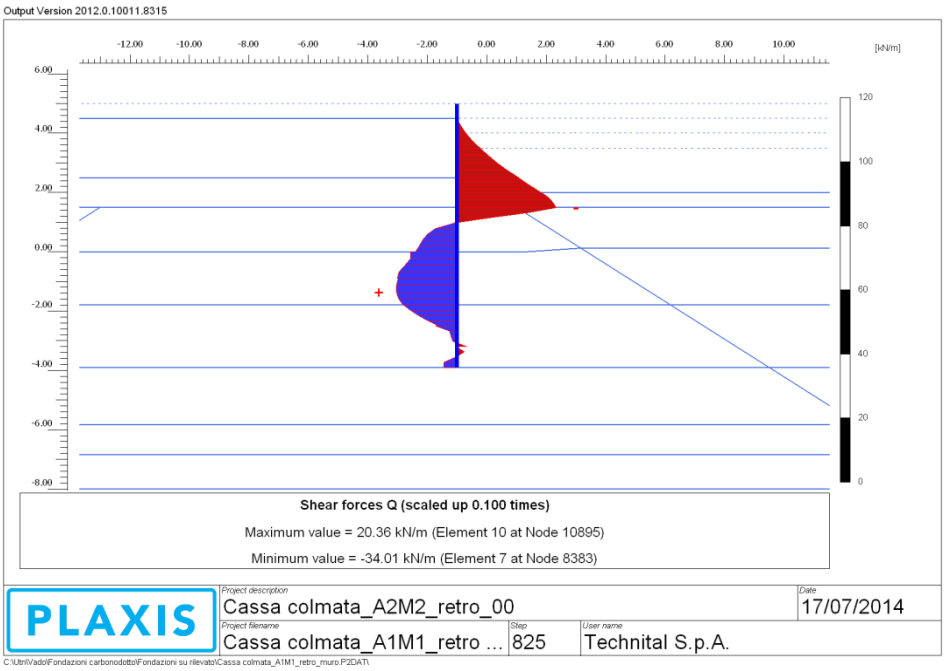


Fig. 9.57 - Accidentale piattaforma – Taglio

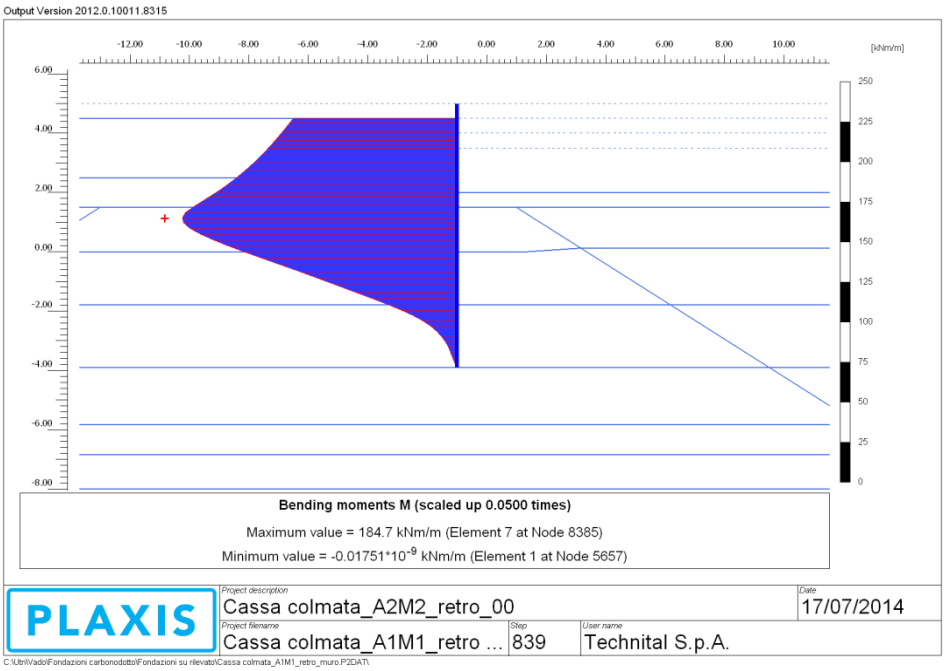


Fig. 9.58 - Accidentale vento – Momento flettente

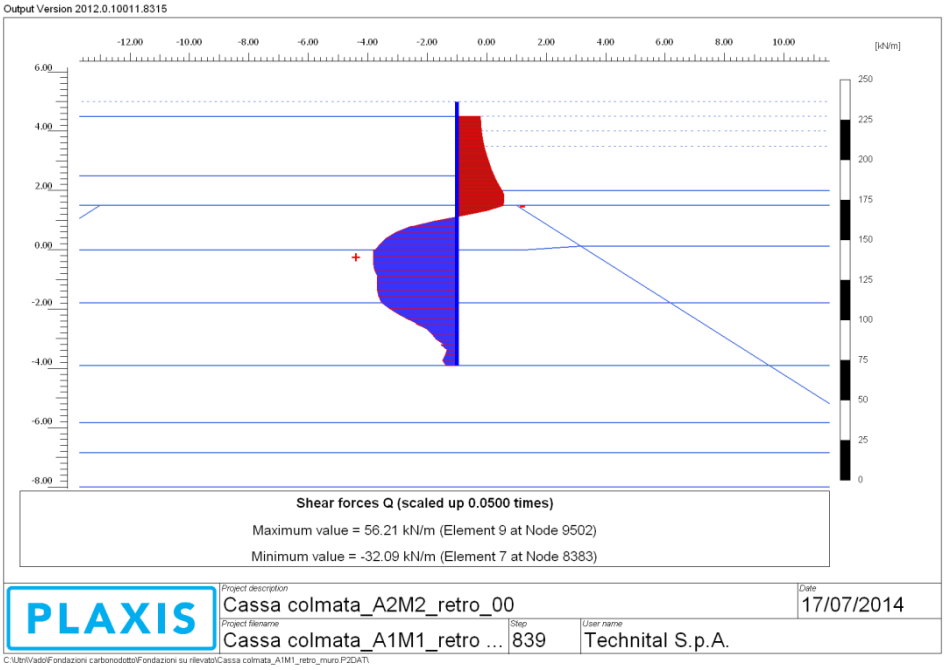


Fig. 9.59 - Accidentale vento – Taglio

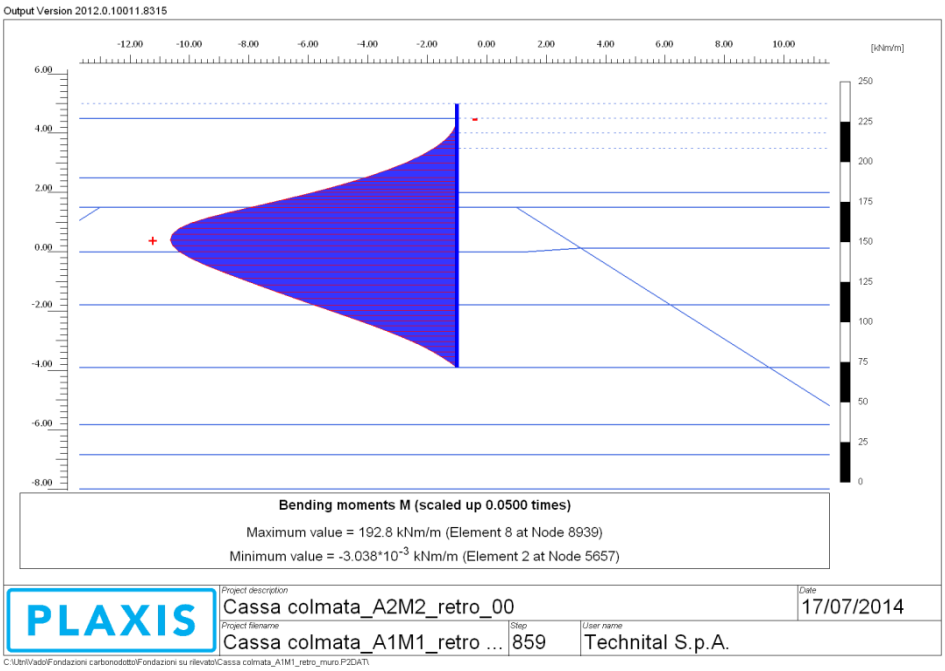


Fig. 9.60 - Combinazione sismica – Momento flettente

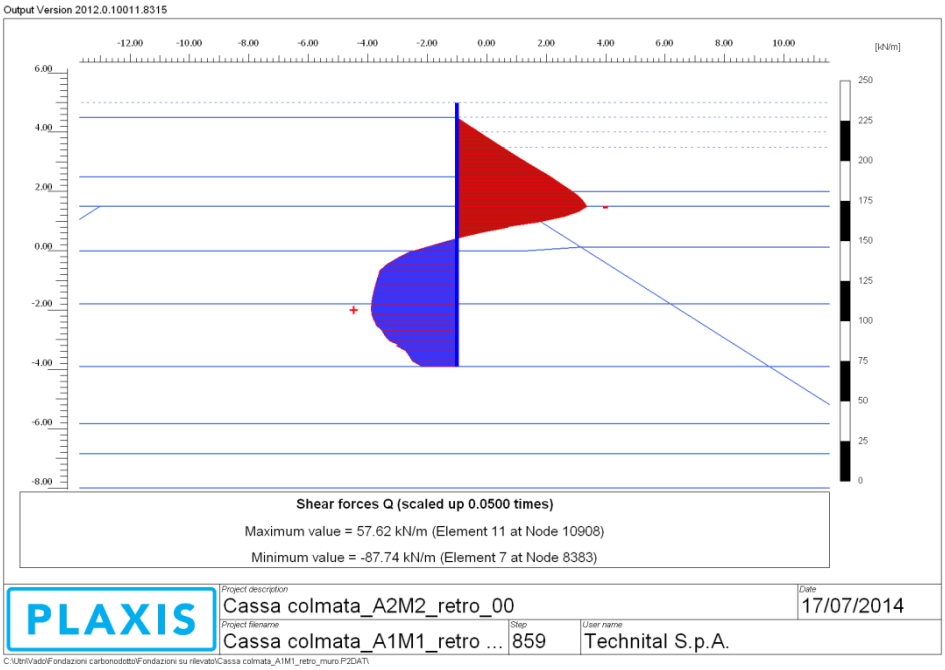


Fig. 9.61 - Combinazione sismica – Taglio

Di seguito si riportano in tabella le sollecitazioni per le varie condizioni e combinazioni di carico.

Condizione	M [kNm/m]	V [kN/m]
Riempimento finale piattaforma	26	20
Accidentale piattaforma	54	34
Accidentale vento	185	56
Combinazione		
Approccio 1 comb. 1	314	101
Approccio 1 comb. 2	270	91
Sismica	193	87

Tab. 9.15 - Sollecitazioni di calcolo sull'opera di sostegno

9.15.2. Verifiche agli stati limite ultimi

Le sollecitazioni di calcolo valgono:
M_{sd} = 314 kNm/m
V_{sd} = -101 kN/m

Tali sollecitazioni sono da confrontare con le caratteristiche resistenti della sezione. Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche della sezione:
S_a = spessore anima singolo profilo
S_a = 8,2 mm
W_{el} = 1200 cm^3/m
A_v = 49,2 cm^2/m

Verifica a taglio:

$$V_{Rd} = A_V \frac{f_{yK}/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \cdot \cos(\alpha) = 49{,}2 \cdot \frac{35{,}5/\sqrt{3}}{1{,}05} \cdot \cos(30) = 832kN/m > V_{Sd}$$

Essendo $V_{Sd} < 1/2 \cdot V_{Rd}$, non c'é interazione tra azione flettente e tagliante; pertanto le verifiche possono essere eseguite considerando il caso di flessione semplice:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yK}}{\gamma_{M0}} = \frac{1{,}200 \cdot 10^{-3} \cdot 355 \cdot 10^{3}}{1{,}05} = 406kNm/m > M_{Sd}$$

10. ANALISI E VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO DELLE OPERE DI FONDAZIONE E DI SOSTEGNO

Per la verifica agli stati limite di esercizio si fa riferimento alle verifiche di deformabilità, cedimento, tensionali e di fessurazione delle opere in oggetto.

10.1. Fondazioni 3.05, 3.06 e 3.07

10.1.1. Verifiche di deformabilità

Per quanto riguarda la salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità delle opere, gli spostamenti a lungo termine degli elementi, calcolati sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/250 della luce.
Inoltre le strutture di sostegno in oggetto, trattandosi di sostegni di impianti meccanici, sono soggette a verifica degli spostamenti per quanto concerne lo stato limite di operatività (SLO) e di vita (SLV).
Di seguito si riportano le deformazioni per i rispettivi stati limite di progetto.

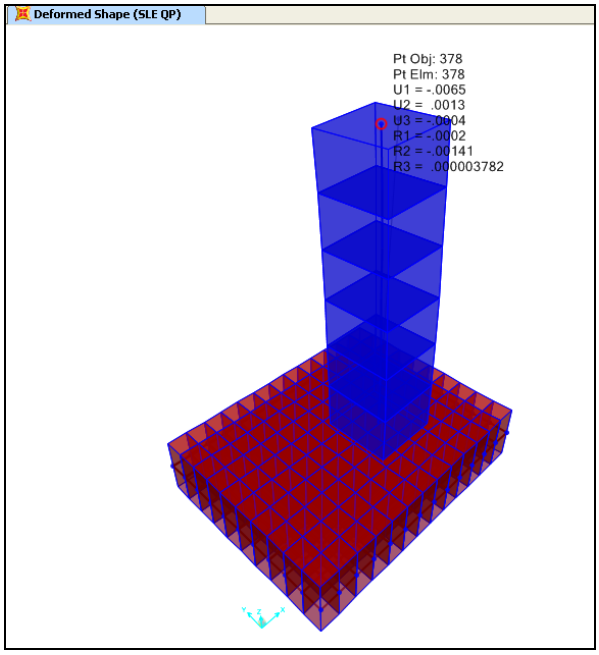


Fig. 10.1 - Stato limite di esercizio combinazione quasi permanente - Deformazione massima in sommità colonna

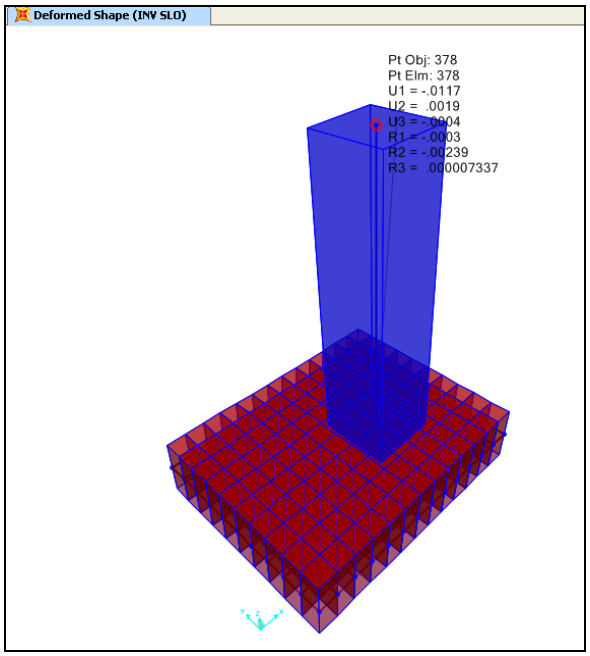


Fig. 10.2 - Stato limite di operatività - Deformazione massima in sommità colonna

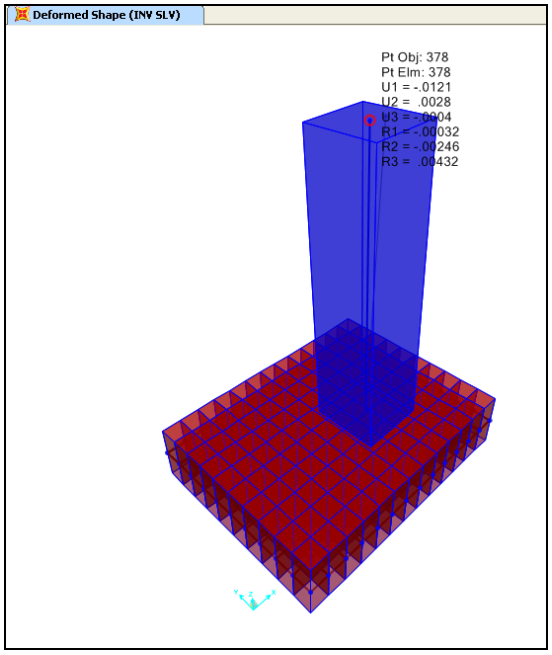


Fig. 10.3 - Stato limite di vita - Deformazione massima in sommità colonna

Combinazione	Ux [cm]	Uy [cm]
SLE Q.P.	0.65	0.13
SLO	1.17	0.19
SLV	1.20	0.28

Tab. 10.1 - Fondazione 3.05, 3.06, 3.07 – Spostamenti massimi in sommità colonna

Gli spostamenti in testa alla colonna risultano inferiori a:
H/250 = 2.9 cm
0.3%*H = 2.1 cm

10.1.2. Verifiche tensionali e di fessurazione

10.1.2.1 Colonna 3.05

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:

SLE RARA

N_{sd} = -1320 kN

M_{xx} = 3670 kNm

M_{yy} = 830 kNm

SLE QUASI PERMANENTE

N_{sd} = -1320 kN

M_{xx} = 2160 kNm

M_{yy} = 560 kNm

Le tensioni di verifica sono

$\sigma_{c,R,rd}$ = 19.9 MPa > 8.0 MPa = $\sigma_{c,sd}$

$\sigma_{c,QP,rd}$ = 14.9 MPa > 4.8 MPa = $\sigma_{c,sd}$

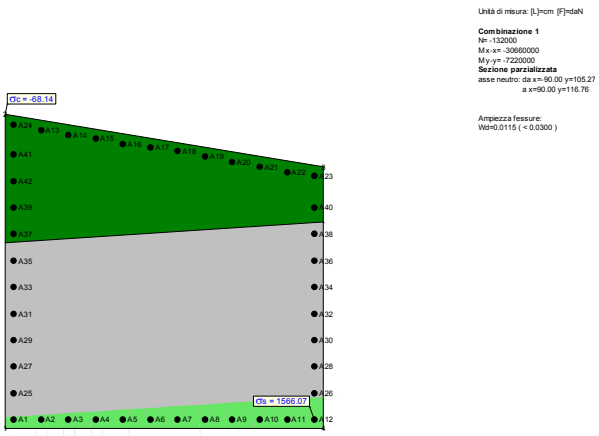
$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 196 MPa = $\sigma_{s,sd}$

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione frequente risultano:

N_{sd} = -1320 kN

M_{xx} = 3066 kNm

M_{yy} = 722 kNm



Armature efficaci: Area totale= 74,05 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 2183 cm^2 ρ_{eff} = 0,0338

Tensione baricentrica = 149 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 2,80 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

Deformazione media ε_{sm}= 0,000436 Distanza fessure $\Delta_{s\ max}$= 26,3 cm

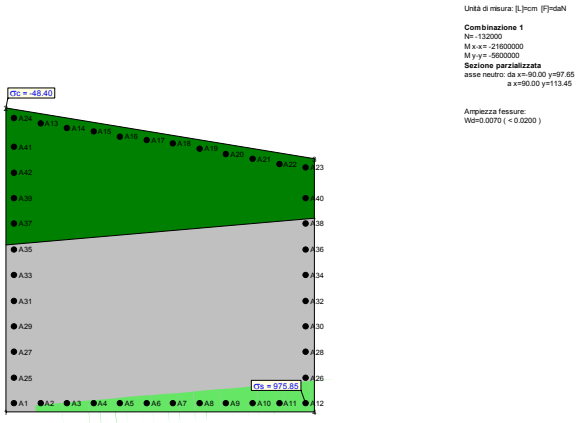
Ampiezza fessure w_d = 0,0115 (<0,03)

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione quasi permanente risultano:

N_{sd} = -1320 kN

M_{xx} = 2160 kNm

M_{yy} = 560 kNm



Armature efficaci: Area totale= 61, 5 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 1772 cm^2 ρ_{eff} = 0,0347

Tensione baricentrica = 92 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 2,8 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

Deformazione media ε_{sm}= 0,000269 Distanza fessure $\Delta_{s\ max}$= 26,0 cm

Ampiezza fessure w_d = 0,007 (<0,02)

10.1.2.2 Colonna 3.06

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:

SLE RARA

N_{sd} = -1295 kN

M_{xx} = 4770 kNm

M_{yy} = 985 kNm

SLE QUASI PERMANENTE

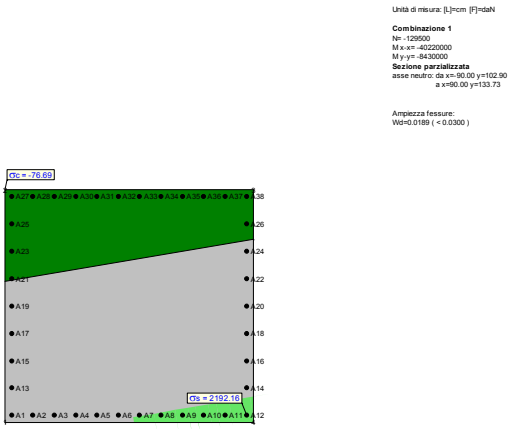
N_{sd} = -1295 kN

M_{xx} = 2900 kNm
M_{yy} = 630 kNm

Le tensioni di verifica sono
$\sigma_{c,R,rd}$ = 19.9 MPa > 9.0 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{c,QP,rd}$ = 14.9 MPa > 5.5 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 268 MPa = $\sigma_{s,sd}$

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione frequente risultano:

N_{sd} = -1295 kN
M_{xx} = 4022 kNm
M_{yy} = 843 kNm

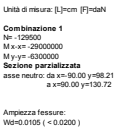


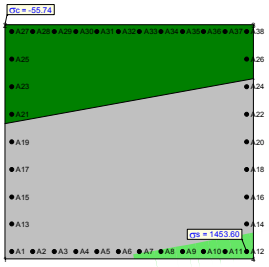
Armature efficaci: Area totale= 35,05 cm^2
$A_{cls,eff}$ = 980 cm^2 ρ_{eff} = 0,0361
Tensione baricentrica = 210 MPa
Copriferro = 5 cm
K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 3,00 cm
Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa
Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4
Deformazione media ε_{sm}= 0,000718 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 26,3 cm
Ampiezza fessure w_d = 0,0189 (<0,03)

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione quasi permanente risultano:

N_{sd} = -1295 kN
M_{xx} = 2900 kNm
M_{yy} = 630 kNm





Armature efficaci: Area totale= 35, 5 cm^2
$A_{cls,eff}$ = 952 cm^2 ρ_{eff} = 0,0371
Tensione baricentrica = 139 MPa
Copriferro = 5 cm
K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 3,0 cm
Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa
Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa
Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4
Deformazione media ε_{sm}= 0,000406 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 26,0 cm
Ampiezza fessure w_d = 0,0105 (<0,02)

10.1.2.3 Colonna 3.07

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:

SLE RARA

N_{sd} = -1488 kN

M_{xx} = 4415 kNm

M_{yy} = 1160 kNm

SLE QUASI PERMANENTE

N_{sd} = -1488 kN

M_{xx} = 2305 kNm

M_{yy} = 700 kNm

Le tensioni di verifica sono

$\sigma_{c,R,rd}$ = 19.9 MPa > 8.0 MPa = $\sigma_{c,sd}$

$\sigma_{c,QP,rd}$ = 14.9 MPa > 4.3 MPa = $\sigma_{c,sd}$

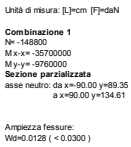
$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 220 MPa = $\sigma_{s,sd}$

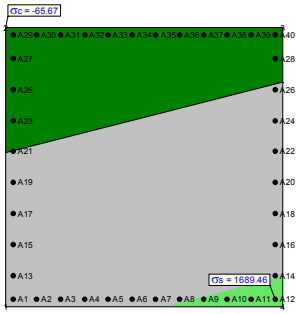
Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione frequente risultano:

N_{sd} = -1488 kN

M_{xx} = 3570 kNm

M_{yy} = 976 kNm





Armature efficaci: Area totale= 28,05 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 755 cm^2 ρ_{eff} = 0,0375

Tensione baricentrica = 162 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 3,0 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

Deformazione media ε_{sm}= 0,000492 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 26,0 cm

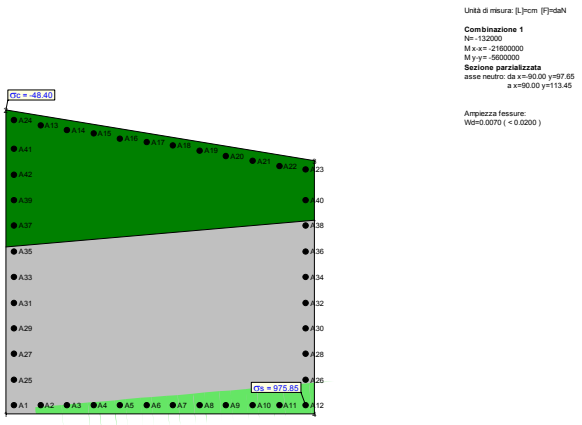
Ampiezza fessure w_d = 0,0128 (<0,03)

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione quasi permanente risultano:

N_{sd} = -1488 kN

M_{xx} = 2305 kNm

M_{yy} = 700 kNm



Armature efficaci: Area totale= 28,0 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 691 cm^2 ρ_{eff} = 0,0409

Tensione baricentrica = 88 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 3,0 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

Deformazione media ε_{sm}= 0,000259 Distanza fessure $\Delta_{s\ max}$= 25,0 cm

Ampiezza fessure w_d = 0,0065 (<0,02)

10.1.2.4 Fondazione

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:

SLE RARA

M_{xx} = 3147 kNm

SLE QUASI PERMANENTE

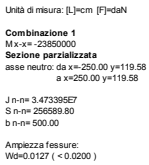
M_{xx} = 2191 kNm

Le tensioni di verifica sono

$\sigma_{c,R,rd}$ = 19.9 MPa > 2.7 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{c,QP,rd}$ = 14.9 MPa > 1.9 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 156 MPa = $\sigma_{s,sd}$

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione frequente risultano:

M_{xx} = 2385 kNm

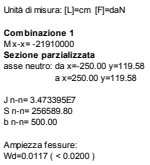


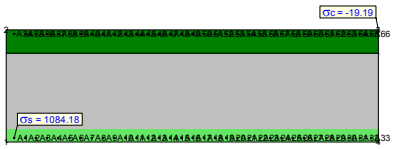


Armature efficaci: Area totale= 149,05 cm^2
$A_{cls,eff}$ = 8750 cm^2 ρ_{eff} = 0,0171
Tensione baricentrica = 118 MPa
Copriferro = 5 cm
K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 2,4 cm
Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa
Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa
Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4
Deformazione media ε_{sm}= 0,000345 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 36,8 cm
Ampiezza fessure w_d = 0,0127 (<0,03)

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione quasi permanente risultano:

M_{xx} = 2191 kNm





Armature efficaci: Area totale= 149,05 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 8750 cm^2 ρ_{eff} = 0,0171

Tensione baricentrica = 108 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 2,4 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

Deformazione media ε_{sm}= 0,000317 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 36,8 cm

Ampiezza fessure w_d = 0,0117 (<0,02)

10.1.3. Valutazione dei cedimenti

Il cedimento di un singolo palo è dato dalla seguente formula:

$w_1 = P_{1,sle} / E_0 * L * I = 0.00034$ m = 0.34 mm

in cui:

$P_{1,sle}$ è il carico in condizioni di esercizio pari a 154 kN

E_0 = 60 MPa (modulo medio degli starti attraversati dal palo)
L = 11 m
I è l'invariante pari a 1.5

Il cedimento di un gruppo di pali soggetti a carico verticale è dato dalla seguente formula:

$w = w_1*(4*b^2)/(b+1)^2 = 0.34 * (4*6.5^2)/(6.5+1)^2 = 1.00$ mm

10.2. Fondazione 3.08

10.2.1. Verifiche di deformabilità

Per quanto riguarda la salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità delle opere, gli spostamenti a lungo termine degli elementi, calcolati sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/250 della luce.
Inoltre le strutture di sostegno in oggetto, trattandosi di sostegni di impianti meccanici, sono soggette a verifica degli spostamenti per quanto concerne lo stato limite di operatività (SLO) e di vita (SLV).
Di seguito si riportano le deformazioni per i rispettivi stati limite di progetto.

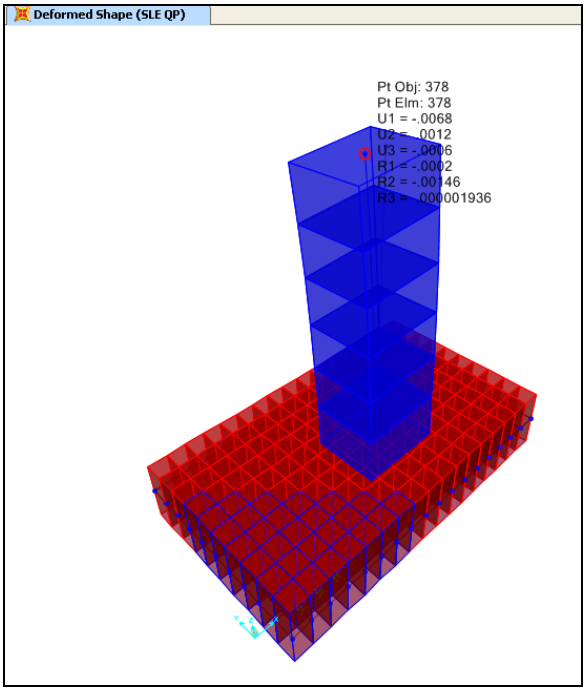


Fig. 10.4 - Stato limite di esercizio combinazione quasi permanente - Deformazione massima in sommità colonna 3.08

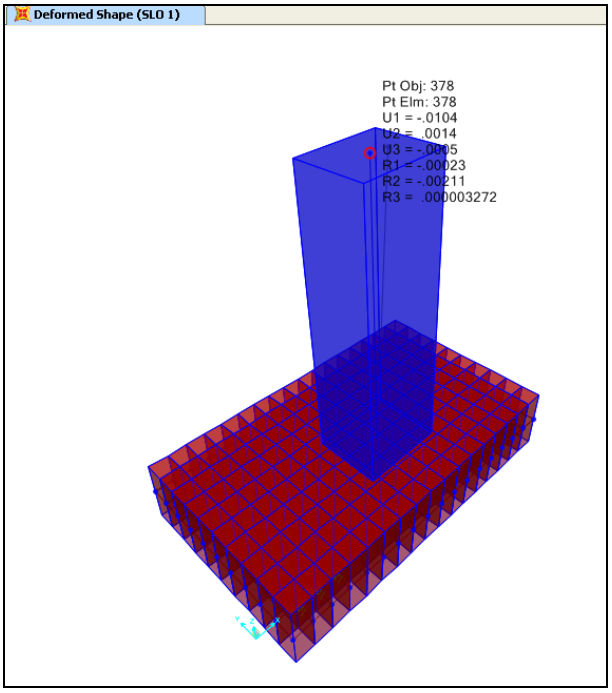


Fig. 10.5 - Stato limite di operatività - Deformazione massima in sommità colonna 3.08

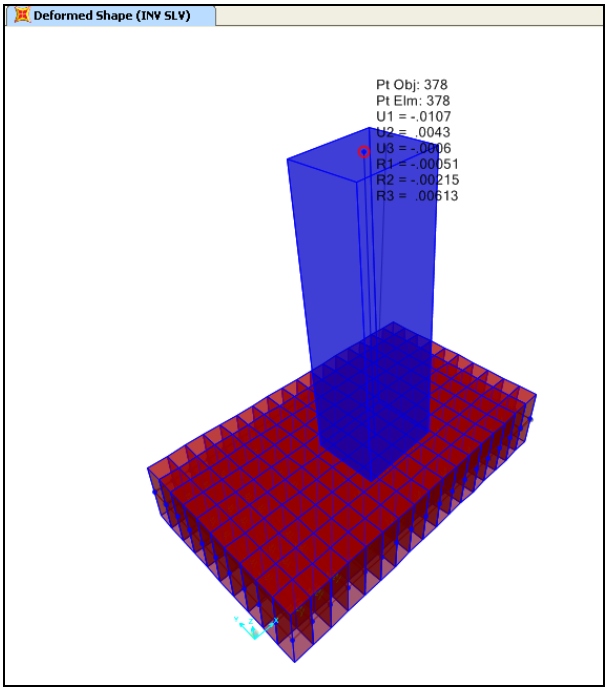


Fig. 10.6 - Stato limite di vita - Deformazione massima in sommità colonna 3.08

Combinazione	Ux [cm]	Uy [cm]
SLE Q.P.	0.68	0.12
SLO	1.04	0.14
SLV	1.07	0.43

Tab. 10.2 - Fondazione 3.08 – Spostamenti massimi in sommità colonna

Gli spostamenti in testa alla colonna risultano inferiori a:

H/250 = 2.9 cm

0.3%*H = 2.1 cm

10.2.2. Verifiche tensionali e di fessurazione

10.2.2.1 Colonna

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:

SLE RARA

N_{sd} = -1606 kN

M_{xx} = 8870 kNm

M_{yy} = 1470 kNm

SLE QUASI PERMANENTE

N_{sd} = -1606 kN

M_{xx} = 6310 kNm

M_{yy} = 805 kNm

Le tensioni di verifica sono

$\sigma_{c,R,rd}$ = 19.9 MPa > 9.8 MPa = $\sigma_{c,sd}$

$\sigma_{c,QP,rd}$ = 14.9 MPa > 6.7 MPa = $\sigma_{c,sd}$

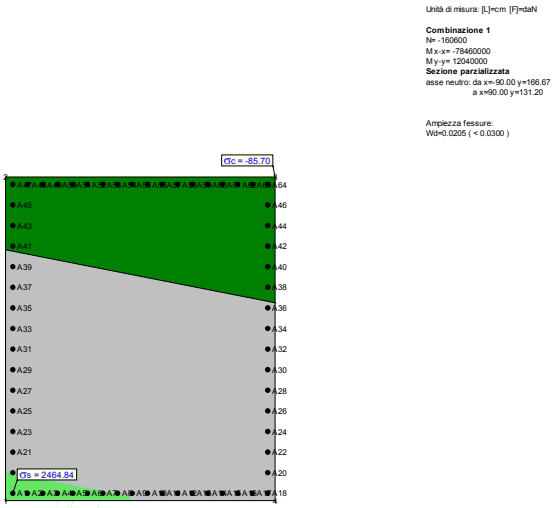
$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 286 MPa = $\sigma_{s,sd}$

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione frequente risultano:

N_{sd} = -1606 kN

M_{xx} = 7846 kNm

M_{yy} = 1200 kNm



Armature efficaci: Area totale= 43,05 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 896 cm^2 ρ_{eff} = 0,0481

Tensione baricentrica = 237 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 2,80 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

Deformazione media ε_{sm}= 0,000914 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 22,4 cm

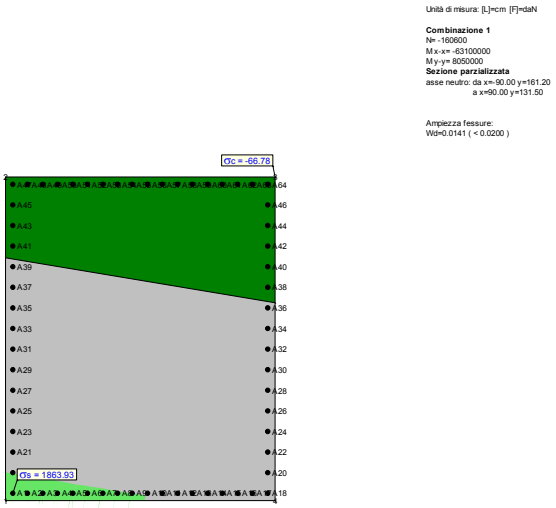
Ampiezza fessure w_d = 0,0205 (<0,03)

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione quasi permanente risultano:

N_{sd} = -1606 kN

M_{xx} = 6310 kNm

M_{yy} = 805 kNm



Armature efficaci: Area totale= 49, 5 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 1023 cm^2 ρ_{eff} = 0,0481

Tensione baricentrica = 179 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 2,8 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

Deformazione media ε_{sm}= 0,000632 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 22,3 cm

Ampiezza fessure w_d = 0,0141 (<0,02)

10.2.2.2 Fondazione

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:

SLE RARA

M_{xx} = 5155 kNm

SLE QUASI PERMANENTE

M_{xx} = 4040 kNm

Le tensioni di verifica sono

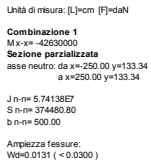
$\sigma_{c,R,rd}$ = 19.9 MPa > 3.3 MPa = $\sigma_{c,sd}$

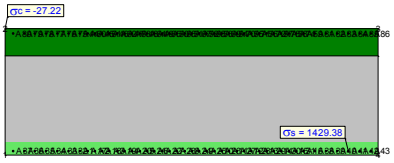
$\sigma_{c,QP,rd}$ = 14.9 MPa > 2.6 MPa = $\sigma_{c,sd}$

$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 172 MPa = $\sigma_{s,sd}$

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione frequente risultano:

M_{xx} = 4263 kNm





Armature efficaci: Area totale= 194,05 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 8750 cm^2 ρ_{eff} = 0,0222

Tensione baricentrica = 143 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 2,4 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

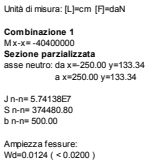
Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

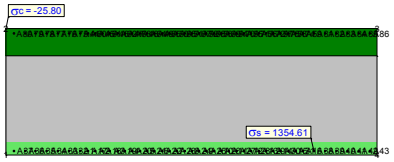
Deformazione media ε_{sm}= 0,000418 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 31,8 cm

Ampiezza fessure w_d = 0,0131 (<0,03)

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione quasi permanente risultano:

M_{xx} = 4040 kNm





Armature efficaci: Area totale= 194,05 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 8750 cm^2 ρ_{eff} = 0,0222

Tensione baricentrica = 135 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 2,4 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

Deformazione media ε_{sm}= 0,000396 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 31,8 cm

Ampiezza fessure w_d = 0,0124 (<0,02)

10.2.3. Valutazione dei cedimenti

Il cedimento di un singolo palo è dato dalla seguente formula:

$w_1 = P_{1,sle} / E_0 * L * I = 0.00034$ m = 0.33 mm

in cui:
$P_{1,sle}$ è il carico in condizioni di esercizio pari a 145 kN
E_0 = 60 MPa (modulo medio degli starti attraversati dal palo)
L = 11 m
I è l'invariante pari a 1.5

Il cedimento di un gruppo di pali soggetti a carico verticale è dato dalla seguente formula:

$w = w_1*(4*b^2)/(b+1)^2 = 0.33 * (4*8.5^2)/(8.5+1)^2 = 1.05$ mm

10.3. Fondazioni da 2.01B a 2.14B e da 2.03A a 2.09A

10.3.1. Verifiche tensionali e di fessurazione

Le massime sollecitazioni che agiscono sul plinto agli stati limite di esercizio sono le seguenti:

SLE RARA
N_{sd} = -1680 kN / -1120 kN
M_{xx} = 360 kNm

SLE FREQUENTE
N_{sd} = -1460 kN / -1344 kN
M_{xx} = 72 kNm

SLE QUASI PERMANENTE
N_{sd} = -1400 kN
M_{xx} = 0 kNm

Il plinto presenta ϕ18/20 in entrambe le direzioni come armatura resistente inferiore e superiore.

Trattandosi di plinto rigido (v/h<2), la sollecitazione per il calcolo dell'armatura risulta:

$$T_{1d} = R_{d1} \cdot \frac{X_1 - 0.25b}{0.85d}$$

dove:

$$X1 = \frac{B_1}{6} \cdot \frac{3q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}{2q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}$$

$$R_{1d} = \frac{N_d}{2} + \frac{3}{2} \cdot \frac{M}{B_1}$$

B1 = B2 = 4.0 m
b = 0.8 m

SLE RARA
q_{max} = 138 kPa per
N = 1680 kN
M = 360 kNm

X1 = 0.96
R_{1d} = 975 kN
T_{1d} = 601 kN
σ_S = 118 MPa < 360 MPa

SLE FREQUENTE
q_{max} = 98 kPa per
N = 1460 kN
M = 72 kNm

X1 = 0.95

R_{1d} = 692 kN
T_{1d} = 426 kN
σ_S = 84 MPa

SLE QUASI PERMANENTE
q_{max} = 87 kPa per
N = 1400 kN
M = 0 kNm

X1 = 0.97
R_{1d} = 614 kN
T_{1d} = 380 kN
σ_S = 75 MPa

In ottemperanza con le tabelle C4.1.II e C4.1.III di cui al paragrafo C4.1.2.2.4 della Circolare 2 Febbraio 2009, avendo tensioni inferiori a 160 MPa, spaziatura e diametro delle barre rispettivamente di 200 mm e 18 mm, la verifica a fessurazione risulta soddisfatta.

10.3.2. Valutazione dei cedimenti

Le fondazioni sono sempre tutte reagenti.
Si considera l'inviluppo dello stato limite di esercizio per la combinazione rara:

Il valore di calcolo per la verifica allo stato limite di esercizio comb. rara risulta:
p = 1.38 kg/cm^2.

Per il terreno di fondazione si assume un valore del modulo elastico pari a:
E = 114 MPa
Essendo il rapporto tra mensola e altezza della fondazione inferiore a 2:
V/h = 160/150 = 1.06 < 2
Il plinto è rigido.

Il valore dell'invariante, per fondazioni rigide quadrate risulta pari a:
I = 0.82

Il cedimento di una fondazione quadrata rigida risulta pari a:

$$w = qB\frac{(1-v^2)}{E}I = 138 \times 4 \times \frac{(1-0.27^2)}{114000} \times 0.82 = 0.0037 \text{ m} = 0.37 \text{ cm}$$

Il cedimento differenziale tra le fondazioni di uno stesso portale in acciaio a sostegno del nastro trasportatore risulta pari a 0.043%*L, dove L è la minima distanza tra le fondazioni.

10.4. Fondazioni 3.01B e 3.02B

10.4.1. Verifiche tensionali e di fessurazione

Le massime sollecitazioni che agiscono sul plinto agli stati limite di esercizio sono le seguenti:

SLE RARA
N_{sd} = -1415 kN / -1085 kN
M_{xx} = 160 kNm

SLE FREQUENTE
N_{sd} = -1283 kN / -1217 kN
M_{xx} = 32 kNm

SLE QUASI PERMANENTE
N_{sd} = -1250 kN
M_{xx} = 0 kNm

Il plinto presenta ϕ18/20 in entrambe le direzioni come armatura resistente inferiore e superiore.

Trattandosi di plinto rigido (v/h<2), la sollecitazione per il calcolo dell'armatura risulta:

$$T_{1d} = R_{d1} \cdot \frac{X_1 - 0.25b}{0.85d}$$

dove:

$$X1 = \frac{B_1}{6} \cdot \frac{3q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}{2q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}$$

$$R_{1d} = \frac{N_d}{2} + \frac{3}{2} \cdot \frac{M}{B_1}$$

B1 = B2 = 4.0 m
b = 1.0 m

<u>SLE RARA</u>
q_{max} = 130 kPa per
N = 1415 kN
M = 160 kNm

X1 = 0.98
R_{1d} = 767 kN
T_{1d} = 694 kN
σ_S = 136 MPa < 360 MPa

<u>SLE FREQUENTE</u>
q_{max} = 106 kPa per
N = 1460 kN
M = 72 kNm

X1 = 0.96
R_{1d} = 625 kN

T_{1d} = 566 kN
σ_S = 111 MPa

SLE QUASI PERMANENTE
q_{max} = 100 kPa per
N = 1400 kN
M = 0 kNm

X1 = 0.97
R_{1d} = 590 kN
T_{1d} = 533 kN
σ_S = 105 MPa

In ottemperanza con le tabelle C4.1.II e C4.1.III di cui al paragrafo C4.1.2.2.4 della Circolare 2 Febbraio 2009, avendo tensioni inferiori a 160 MPa, spaziatura e diametro delle barre rispettivamente di 200 mm e 18 mm, la verifica a fessurazione risulta soddisfatta.

10.4.2. Valutazione dei cedimenti

Le fondazioni sono sempre tutte reagenti.
Si considera l'inviluppo dello stato limite di esercizio per la combinazione rara:

Il valore di calcolo per la verifica allo stato limite di esercizio comb. rara risulta:
p = 1.30 kg/cm^2.

Per il terreno di fondazione si assume un valore del modulo elastico pari a:
E = 114 MPa
Essendo il rapporto tra mensola e altezza della fondazione inferiore a 2:
V/h = 160/150 = 1.06 < 2
Il plinto è rigido.
Il valore dell'invariante, per fondazioni rigide quadrate risulta pari a:
I = 0.82

Il cedimento di una fondazione quadrata rigida risulta pari a:

$$w = qB\frac{(1-v^2)}{E}I = 130 \times 4 \times \frac{(1-0.27^2)}{114000} \times 0.82 = 0.0034 \text{ m} = 0.34 \text{ cm}$$

Il cedimento differenziale tra le fondazioni di uno stesso portale in acciaio a sostegno del nastro trasportatore risulta pari a 0.038%*L, dove L è la minima distanza tra le fondazioni.

10.5. Fondazioni 3.03B e 3.04B

10.5.1. Verifiche tensionali e di fessurazione

Le massime sollecitazioni che agiscono sul plinto agli stati limite di esercizio sono le seguenti:

SLE RARA
N_{sd} = -1868 kN
M_{xx} = 559 kNm

SLE FREQUENTE
N_{sd} = -1736 kN
M_{xx} = 274 kNm

SLE QUASI PERMANENTE
N_{sd} = -1703 kN
M_{xx} = 203 kNm

Il plinto presenta ϕ18/20 in entrambe le direzioni come armatura resistente inferiore e superiore.
Trattandosi di plinto rigido (v/h<2), la sollecitazione per il calcolo dell'armatura risulta:

$$T_{1d} = R_{d1} \cdot \frac{X_1 - 0.25b}{0.85d}$$

dove:

$$X1 = \frac{B_1}{6} \cdot \frac{3q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}{2q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}$$

$$R_{1d} = \frac{N_d}{2} + \frac{3}{2} \cdot \frac{M}{B_1}$$

B1 = B2 = 4.0 m
b = 0.9 m

<u>SLE RARA</u>
q_{max} = 163 kPa per
N = 1868 kN
M = 559 kNm

X1 = 0.95
R_{1d} = 934 kN
T_{1d} = 534 kN
σ_S = 133 MPa < 360 MPa

<u>SLE FREQUENTE</u>
q_{max} = 122 kPa per
N = 1736 kN
M = 274 kNm

X1 = 0.96
R_{1d} = 868 kN
T_{1d} = 505 kN
σ_S = 126 MPa

SLE QUASI PERMANENTE

q_{max} = 112 kPa per
N = 1703 kN
M = 203 kNm

X1 = 0.97
R_{1d} = 851 kN
T_{1d} = 500 kN
σ_S = 125 MPa

In ottemperanza con le tabelle C4.1.II e C4.1.III di cui al paragrafo C4.1.2.2.4 della Circolare 2 Febbraio 2009, avendo tensioni inferiori a 160 MPa, spaziatura e diametro delle barre rispettivamente di 200 mm e 18 mm, la verifica a fessurazione risulta soddisfatta.

10.5.2. Valutazione dei cedimenti

Le fondazioni sono sempre tutte reagenti.
Si considera l'inviluppo dello stato limite di esercizio per la combinazione rara:

Il valore di calcolo per la verifica allo stato limite di esercizio comb. rara risulta:
p = 1.63 kg/cm^2.

Per il terreno di fondazione si assume un valore del modulo elastico pari a:
E = 114 MPa
Essendo il rapporto tra mensola e altezza della fondazione inferiore a 2:
V/h = 180/100 = 1.80 < 2
Il plinto è rigido.

Il valore dell'invariante, per fondazioni rigide quadrate risulta pari a:
I = 0.82

Il cedimento di una fondazione quadrata rigida risulta pari a:

$$w = qB\frac{(1-v^2)}{E}I = 163 \times 4 \times \frac{(1-0.27^2)}{114000} \times 0.82 = 0.0043 \text{ m} = 0.43 \text{ cm}$$

Il cedimento differenziale tra le fondazioni di uno stesso portale in acciaio a sostegno del nastro trasportatore risulta pari a 0.047%*L, dove L è la minima distanza tra le fondazioni.

10.6. Fondazione torre T3

10.6.1. Fondazione

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:
SLE RARA
M_{xx} = 821 kNm

SLE QUASI PERMANENTE
M_{xx} = 597 kNm

Le tensioni di verifica sono
$\sigma_{c,R,rd}$ = 19.9 MPa > 1.3 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{c,QP,rd}$ = 14.9 MPa > 0.9 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 118 MPa = $\sigma_{s,sd}$

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione frequente risultano:

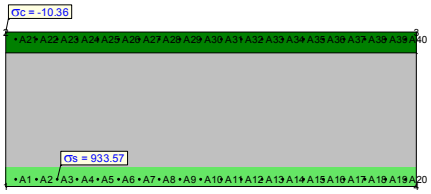
M_{xx} = 647 kNm

Unità di misura: [L]=cm [F]=daN

Combinazione 1
M x-x= -6470000
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-200.00 y=129.58
a x=200.00 y=129.58

J n-n= 1.274362E7
S n-n= 93599.93
b n-n= 400.00

Ampiezza fessure:
Wd=0.0181 (< 0.0300)



Armature efficaci: Area totale= 50,05 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 7585 cm^2 ρ_{eff} = 0,0065

Tensione baricentrica = 93 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 1,8 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

Deformazione media ε_{sm}= 0,000273 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 66,8 cm

Ampiezza fessure w_d = 0,0181 (<0,03)

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione quasi permanente risultano:

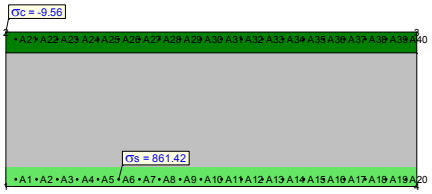
M_{xx} = 597 kNm

Unità di misura: [L]=cm [F]=daN

Combinazione 1
M x-x= -5970000
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-200.00 y=129.58
a x=200.00 y=129.58

J n-n= 1.274362E7
S n-n= 93599.93
b n-n= 400.00

Ampiezza fessure:
Wd=0.0167 (< 0.0200)



Armature efficaci: Area totale= 50,05 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 7585 cm^2 ρ_{eff} = 0,0065

Tensione baricentrica = 86 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 1,8 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

Deformazione media ε_{sm}= 0,000252 Distanza fessure $\Delta_{s\ max}$= 66,8 cm

Ampiezza fessure w_d = 0,0167 (<0,02)

10.6.2. Valutazione dei cedimenti

Il valore di calcolo per la verifica allo stato limite di esercizio comb. rara risulta:
p = 1.00 kg/cm^2.

Per il terreno di fondazione si assume un valore del modulo elastico pari a:
E = 114 MPa
Si procede alla valutazione della fondazione come lastra:
2l/b = 3 < 7

Si procede alla valutazione dell'indice di rigidezza della fondazione:

$$t_t = \frac{(1-v^2{}_1)\cdot\pi\cdot E_0\cdot b^{'}\cdot l^3{}_p}{\left(1-v_0^2\right)\cdot 4\cdot E_1\cdot J}$$

Dove:

$$J = \frac{4\cdot 1.5^3}{12} = 1.125\ \text{m}^4$$

$E_0 = 114$ MPa

$E_1 = 30000$ MPa

$v_1 = 0.20$

$v_0 = 0.27$

Risulta quindi:

$$t_p = \frac{(1-0.2^2)\cdot\pi\cdot 114\cdot 1\cdot 6^3}{\left(1-0.27^2\right)\cdot 4\cdot 30000\cdot 1.125} = 0.59 \qquad <1$$

La fondazione risulta infinitamente rigida.
Il valore dell'invariante, per fondazioni finitamente rigide rettangolari risulta pari a:
I = 1.12

Il cedimento della fondazione risulta pari a:

$$w = qB\frac{\left(1-v^2\right)}{E}I = 100\times 4\times\frac{(1-0.27^2)}{114000}\times 1.12 = 0.0036\ \text{m} = 0.36\ \text{cm}$$

Il cedimento differenziale tra le fondazioni di uno stesso portale in acciaio a sostegno del nastro trasportatore risulta pari a 0.04%*L, dove L è la minima distanza tra le fondazioni.

10.7. Fondazioni 2.02A

10.7.1. Verifiche tensionali e di fessurazione

Le massime sollecitazioni che agiscono sul plinto agli stati limite di esercizio sono le seguenti:

SLE RARA

N_{sd} = -1460 kN

M_{xx} = 756 kNm

SLE FREQUENTE

N_{sd} = -1235 kN

M_{xx} = 476 kNm

SLE QUASI PERMANENTE

N_{sd} = -1180 kN

M_{xx} = 406 kNm

Il plinto presenta ϕ18/20 in entrambe le direzioni come armatura resistente inferiore e superiore.

Trattandosi di plinto rigido (v/h<2), la sollecitazione per il calcolo dell'armatura risulta:

$$T_{1d} = R_{d1} \cdot \frac{X_1 - 0.25b}{0.85d}$$

dove:

$$X1 = \frac{B_1}{6} \cdot \frac{3q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}{2q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}$$

$$R_{1d} = \frac{N_d}{2} + \frac{3}{2} \cdot \frac{M}{B_1}$$

B1 = 4.0 m

B2 = 4.5 m

b = 0.8 m

SLE RARA

q_{max} = 163 kPa per
N = 1460 kN
M = 756 kNm

X1 = 0.94
R_{1d} = 1013 kN
T_{1d} = 571 kN
σ_S = 102 MPa < 360 MPa

SLE FREQUENTE
q_{max} = 122 kPa per
N = 1236 kN
M = 476 kNm

X1 = 0.95
R_{1d} = 796 kN
T_{1d} = 454 kN
σ_S = 81 MPa

SLE QUASI PERMANENTE
q_{max} = 112 kPa per
N = 1180 kN
M = 406 kNm

X1 = 0.95
R_{1d} = 742 kN
T_{1d} = 424 kN
σ_S = 76 MPa

In ottemperanza con le tabelle C4.1.II e C4.1.III di cui al paragrafo C4.1.2.2.4 della Circolare 2 Febbraio 2009, avendo tensioni inferiori a 160 MPa, spaziatura e diametro delle barre rispettivamente di 200 mm e 18 mm, la verifica a fessurazione risulta soddisfatta.

10.7.2. Valutazione dei cedimenti

Le fondazioni sono sempre tutte reagenti.
Si considera l'inviluppo dello stato limite di esercizio per la combinazione rara:

Il valore di calcolo per la verifica allo stato limite di esercizio comb. rara risulta:
$p = 1.63$ kg/cm^2.

Per il terreno di fondazione si assume un valore del modulo elastico pari a:
E = 114 MPa
Essendo il rapporto tra mensola e altezza della fondazione inferiore a 2:
V/h = 290/150 = 1.93 < 2
Il plinto è rigido.

Il valore dell'invariante, per fondazioni rigide quadrate risulta pari a:
I = 0.82

Il cedimento di una fondazione quadrata rigida risulta pari a:

$$w = qB\frac{(1-v^2)}{E}I = 163 \times 4 \times \frac{(1-0.27^2)}{114000} \times 0.82 = 0.0043 \text{ m} = 0.43 \text{ cm}$$

Il cedimento differenziale tra le fondazioni di uno stesso portale in acciaio a sostegno del nastro trasportatore risulta pari a 0.045%*L, dove L è la minima distanza tra le fondazioni.

10.8. Fondazioni da 1.01 a 1.06 e da 1.08 a 1.12

10.8.1. Verifiche tensionali e di fessurazione

Le massime sollecitazioni che agiscono sul plinto agli stati limite di esercizio sono le seguenti:

SLE RARA

N_{sd} = -1464 kN

M_{xx} = 1194 kNm

SLE FREQUENTE

N_{sd} = -1464 kN

M_{xx} = 640 kNm

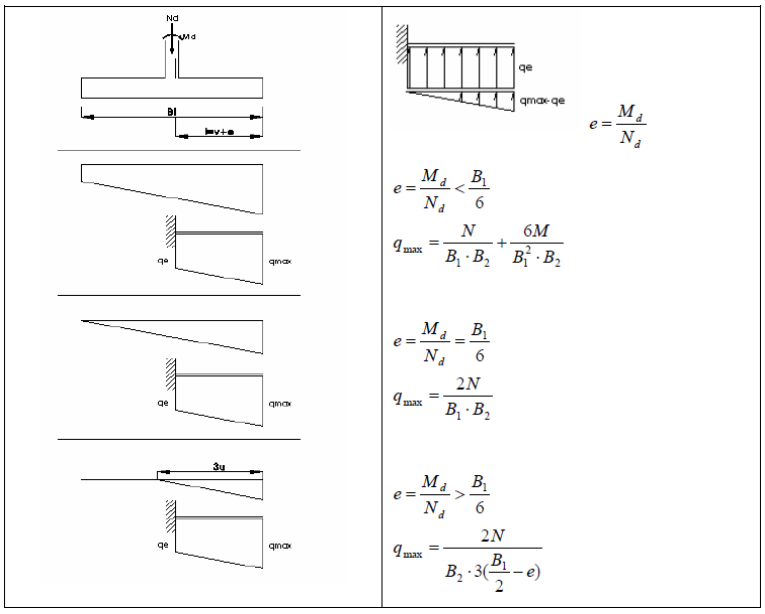
SLE QUASI PERMANENTE

N_{sd} = -1464 kN

M_{xx} = 502 kNm

Il plinto presenta ϕ20/20 in entrambe le direzioni come armatura resistente inferiore e superiore.

Trattandosi di plinto flessibile (v/h>2) nella direzione maggiore, la sollecitazione per il calcolo dell'armatura risulta:



B1 = 7.0 m

B2 = 3.0 m

b = 1.1 m

SLE RARA

q_{max} = 120 kPa per

N = 1464 kN

M = 1194 kNm

q_{min} = 19 kPa

q_e = 70 kPa

$M_d = q_e*l^2/2 + q_{max}*l^2/6$ = 673 kNm/m

σ_S = 314 MPa < 360 MPa

SLE FREQUENTE

q_{max} = 96 kPa per

N = 1464 kN

M = 640 kNm

q_{min} = 43 kPa

q_e = 69 kPa

$M_d = q_e*l^2/2 + q_{max}*l^2/6$ = 318 kNm/m

σ_S = 148 MPa

SLE QUASI PERMANENTE

q_{max} = 90 kPa per

N = 1464 kN

M = 502 kNm

q_{min} = 49 kPa

q_e = 69 kPa

$M_d = q_e*l^2/2 + q_{max}*l^2/6$ = 312 kNm/m

σ_S = 145 MPa

In ottemperanza con le tabelle C4.1.II e C4.1.III di cui al paragrafo C4.1.2.2.4 della Circolare 2 Febbraio 2009, avendo tensioni inferiori a 160 MPa, spaziatura e diametro delle barre rispettivamente di 200 mm e 20 mm, la verifica a fessurazione risulta soddisfatta.

10.8.2. Valutazione dei cedimenti

Le fondazioni sono sempre tutte reagenti.
Si considera l'inviluppo dello stato limite di esercizio per la combinazione rara:

Il valore di calcolo per la verifica allo stato limite di esercizio comb. rara risulta:
$p = 1.2$ kg/cm^2.

Per il terreno di fondazione si assume un valore del modulo elastico pari a:
E = 114 MPa
Essendo il rapporto tra lunghezza e larghezza:
V/L = 7/3 = 2.3

Il valore dell'invariante, per fondazioni rettangolari rigide risulta pari a:
I = 1.12

Il cedimento di una fondazione rettangolare rigida risulta pari a:

$$w = qB\frac{(1-v^2)}{E}I = 120 \times 7 \times \frac{(1-0.27^2)}{114000} \times 1.12 = 0.0076 \text{ m} = 0.76 \text{ cm}$$

Il cedimento differenziale tra le fondazioni di uno stesso portale in acciaio a sostegno del nastro trasportatore risulta pari a 0.017%*L, dove L è la minima distanza tra le fondazioni.

10.9. Fondazione 1.07

10.9.1. Verifiche tensionali e di fessurazione

Le massime sollecitazioni che agiscono sul plinto agli stati limite di esercizio sono le seguenti:

SLE RARA

N_{sd} = -1464 kN

M_{xx} = 1194 kNm

SLE FREQUENTE

N_{sd} = -1464 kN

M_{xx} = 640 kNm

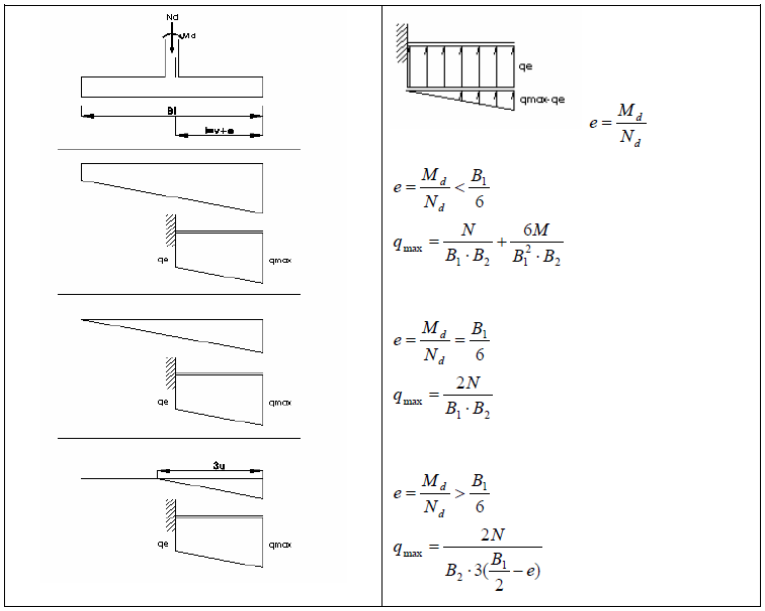
SLE QUASI PERMANENTE

N_{sd} = -1464 kN

M_{xx} = 502 kNm

Il plinto presenta ϕ20/20 in entrambe le direzioni come armatura resistente inferiore e superiore.

Trattandosi di plinto flessibile (v/h>2) nella direzione maggiore, la sollecitazione per il calcolo dell'armatura risulta:



B1 = 7.0 m
B2 = 3.0 m
b = 1.1 m

SLE RARA

q_{max} = 65 kPa per
N = 4972 kN
M = 1717 kNm

q_{min} = 38 kPa
q_e = 51 kPa
$M_d = q_e*l^2/2 + q_{max}*l^2/6$ = 521 kNm/m
σ_S = 204 MPa < 360 MPa

SLE FREQUENTE

q_{max} = 60 kPa per
N = 4972 kN
M = 1025 kNm

q_{min} = 43 kPa
q_e = 51 kPa
$M_d = q_e*l^2/2 + q_{max}*l^2/6$ = 320 kNm/m
σ_S = 150 MPa

SLE QUASI PERMANENTE

q_{max} = 59 kPa per
N = 4972 kN
M = 502 kNm

q_{min} = 44 kPa
q_e = 50 kPa

$M_d = q_e*l^2/2 + q_{max}*l^2/6 = 309$ kNm/m
$\sigma_S = 145$ MPa

In ottemperanza con le tabelle C4.1.II e C4.1.III di cui al paragrafo C4.1.2.2.4 della Circolare 2 Febbraio 2009, avendo tensioni inferiori a 160 MPa, spaziatura e diametro delle barre rispettivamente di 200 mm e 20 mm, la verifica a fessurazione risulta soddisfatta.

10.9.2. Valutazione dei cedimenti

Le fondazioni sono sempre tutte reagenti.
Si considera l'inviluppo dello stato limite di esercizio per la combinazione rara:

Il valore di calcolo per la verifica allo stato limite di esercizio comb. rara risulta:
$p = 0.65$ kg/cm^2.

Per il terreno di fondazione si assume un valore del modulo elastico pari a:
E = 114 MPa
Il valore dell'invariante, per fondazioni rettangolari rigide risulta pari a:
I = 1.12

Il cedimento di una fondazione rettangolare rigida risulta pari a:

$$w = qB\frac{(1-\nu^2)}{E}I = 65\times 8\times\frac{(1-0.27^2)}{114000}\times 1.12 = 0.007 \text{ m} = 0.47 \text{ cm}$$

Il cedimento differenziale tra le fondazioni di uno stesso portale in acciaio a sostegno del nastro trasportatore risulta pari a 0.010%*L, dove L è la minima distanza tra le fondazioni.

10.10. Fondazione torre T2

10.10.1. Fondazione

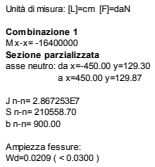
Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:
SLE RARA
M_{xx} = 2470 kNm

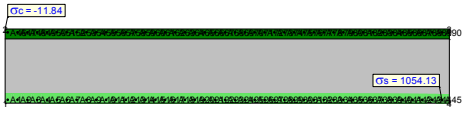
SLE QUASI PERMANENTE
M_{xx} = 1560 kNm

Le tensioni di verifica sono
$\sigma_{c,R,rd}$ = 19.9 MPa > 1.8 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{c,QP,rd}$ = 14.9 MPa > 1.2 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 158 MPa = $\sigma_{s,sd}$

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione frequente risultano:

M_{xx} = 1640 kNm



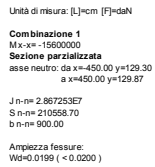


Armature efficaci: Area totale= 114,05 cm^2
$A_{cls,eff}$ = 17000 cm^2 ρ_{eff} = 0,0067
Tensione baricentrica = 105 MPa
Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 1,8 cm
Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa
Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa
Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4
Deformazione media ε_{sm}= 0,000316 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 66,2 cm
Ampiezza fessure w_d = 0,0209 (<0,03)

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione quasi permanente risultano:

M_{xx} = 1560 kNm





Armature efficaci: Area totale= 114,05 cm^2
$A_{cls,eff}$ = 17000 cm^2 ρ_{eff} = 0,0067
Tensione baricentrica = 100 MPa
Copriferro = 5 cm
K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 1,8 cm
Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa
Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa
Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4
Deformazione media ε_{sm}= 0,000300 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 66,2 cm
Ampiezza fessure w_d = 0,0199 (<0,02)

10.10.2. Valutazione dei cedimenti

Il valore di calcolo per la verifica allo stato limite di esercizio comb. rara risulta:
$p = 1.4$ kg/cm^2.

Per il terreno di fondazione si assume un valore del modulo elastico pari a:
E = 114 MPa
Il valore dell'invariante, per fondazioni rettangolari rigide risulta pari a:
I = 1.12

Il cedimento di una fondazione rettangolare rigida risulta pari a:

$$w = qB\frac{(1-\nu^2)}{E}I = 100 \times 11 \times \frac{(1-0.27^2)}{114000} \times 1.12 = 0.01 \text{ m} = 1.00 \text{ cm}$$

Il cedimento differenziale tra le fondazioni di uno stesso portale in acciaio a sostegno del nastro trasportatore risulta pari a 0.09%*L, dove L è la minima distanza tra le fondazioni.

10.11. Fondazione torre T1

10.11.1. Verifiche tensionali e di fessurazione

Le massime sollecitazioni che agiscono sul plinto agli stati limite di esercizio sono le seguenti:

SLE RARA
N_{sd} = -1310 kN
M_{xx} = 715 kNm

SLE FREQUENTE
N_{sd} = -1371 kN
M_{xx} = 372 kNm

SLE QUASI PERMANENTE

N_{sd} = -1272 kN

M_{xx} = 300 kNm

Il plinto presenta ϕ18/20 in entrambe le direzioni come armatura resistente inferiore e superiore.

Trattandosi di plinto rigido (v/h<2), la sollecitazione per il calcolo dell'armatura risulta:

$$T_{1d} = R_{d1} \cdot \frac{X_1 - 0.25b}{0.85d}$$

dove:

$$X1 = \frac{B_1}{6} \cdot \frac{3q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}{2q_{em} + \frac{6M}{B_1^2 \cdot B_2}}$$

$$R_{1d} = \frac{N_d}{2} + \frac{3}{2} \cdot \frac{M}{B_1}$$

B1 = 6.0 m

B2 = 3.0 m

b = 1.1 m

SLE RARA

q_{max} = 118 kPa per

N_{sd} = -1310 kN

M_{xx} = 715 kNm

X1 = 1.41

R_{1d} = 833 kN

T_{1d} = 807 kN

σ_S = 211 MPa < 360 MPa

SLE FREQUENTE

N_{sd} = -1371 kN

M_{xx} = 372 kNm

SLE QUASI PERMANENTE

N_{sd} = -1272 kN

M_{xx} = 300 kNm

Metodo NTC2008 punto C.4.1.2.2.4								
Dati								
Sezione rettangolare			**Materiali**					
			Cls			**Acciaio**		
b	3000	[mm]						
h	1500	[mm]	R_{ck}	40	[Mpa]	f_{yk}	450	[Mpa]
Φ_1	18	[mm]	f_{ck}	33.2	[Mpa]	E_s	210000	[Mpa]
Φ_2	0	[mm]	f_{ctm}	3.098941019	[Mpa]			
n_1	15		E_{cm}	33642.77768	[Mpa]			
n_2	0		f_{cm}	41.2	[Mpa]	nld	15.61	
As	3817	[mm^2]	$Ø_{vis}$	2.5		nbd	6.24	
Φ_1	18	[mm]						
Φ_2	0	[mm]			Valori di input			
n_1	15				Risultati			
n_2	0							
A's	3817	[mm^2]						
c	50	[mm]						
Durata	Lungo termine							
Barre	aderenza migliorata							
Condizione	flessione							
M_{FR}	371	[kNm]	σ'_{sFR}	53.57	[Mpa]	σ_{sFR}	139.00	[Mpa]
M_{QP}	302	[kNm]	σ'_{sQP}	43.61	[Mpa]	σ_{sQP}	126.00	[Mpa]
T_{FR}	655	[kN]	σ'_{sFR}	85.80	[Mpa]	σ_{sFR}	85.80	[Mpa]
T_{QP}	630	[kN]	σ'_{sQP}	82.52	[Mpa]	σ_{sQP}	82.52	[Mpa]
k_t	0.40							
α_e	6.24							
$h_{c,eff}$	147.50	[mm]						
$A_{c,eff}$	442500	[mm^2]						
ρ_{eff}	0.00863							
k_1	0.8							
k_2	0.5							
ε_{sFR}	0.000397143		Δ_{smax}	524.7386843	[mm]			
ε_{sQP}	0.00036		Δ_{smax}	524.7386843	[mm]			
w_d	0.208	[mm]	Comb. Frequente		<0.3 mm			
w_d	0.189	[mm]	Comb. Quasi permanente		<0.2 mm			

10.11.2. Valutazione dei cedimenti

Il calcolo dei cedimenti viene omesso in quanto la fondazione appoggia sulla sovrastruttura rigida del cassone A2.

10.12. Muro di sostegno H=3.45 m

10.12.1. Parete verticale

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:
SLE RARA
N = 25 kN
M = 33 kNm

SLE QUASI PERMANENTE
N = 25 kN
M = 33 kNm

Le tensioni di verifica sono
$\sigma_{c,R,rd}$ = 19.9 MPa > 3.5 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{c,QP,rd}$ = 14.9 MPa > 3.5 MPa = $\sigma_{c,sd}$
$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 128 MPa = $\sigma_{s,sd}$

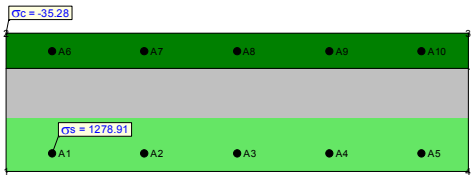
Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione quasi permanente risultano:

N = 25 kN
M = 33 kNm

Unità di misura: [L]=cm [F]=daN

Combinazione 1
N= -2500
M x-x= -330000
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-50.00 y=22.39
a x=50.00 y=22.39

Ampiezza fessure:
Wd=0.0157 (< 0.0200)



Armature efficaci: Area totale= 10,05 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 1146 cm^2 ρ_{eff} = 0,0088

Tensione baricentrica = 86 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 1,6 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

Deformazione media ε_{sm}= 0,000374 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 42,1 cm

Ampiezza fessure w_d = 0,0157 (<0,02)

10.12.2. Fondazione

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche tensionali relative alla combinazione rara e quasi permanente risultano:

SLE RARA

M = 33 kNm

SLE QUASI PERMANENTE

M = 33 kNm

Le tensioni di verifica sono

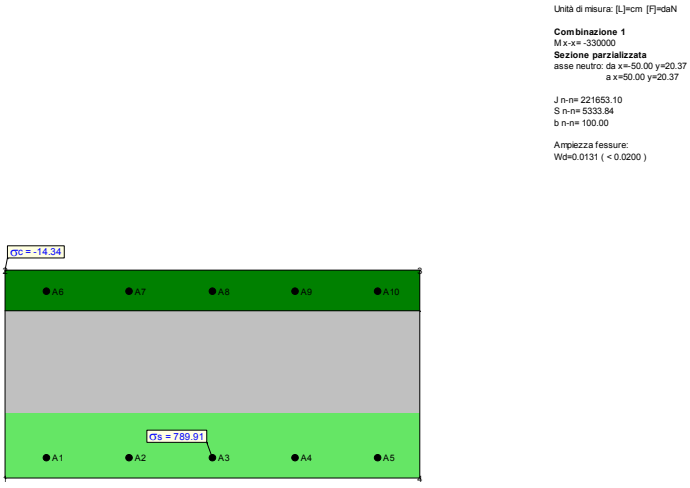
$\sigma_{c,R,rd}$ = 19.9 MPa > 1.4 MPa = $\sigma_{c,sd}$

$\sigma_{c,QP,rd}$ = 14.9 MPa > 1.4 MPa = $\sigma_{c,sd}$

$\sigma_{s,rd}$ = 360 MPa > 79 MPa = $\sigma_{s,sd}$

Le sollecitazioni di calcolo per le verifiche a fessurazione relative alla combinazione quasi permanente risultano:

M = 33 kNm



Armature efficaci: Area totale= 10,05 cm^2

$A_{cls,eff}$ = 1563 cm^2 ρ_{eff} = 0,0064

Tensione baricentrica = 79 MPa

Copriferro = 5 cm

K_1= 0,8000 K_2= 0,5000 $\Phi_{equivalente}$ = 1,6 cm

Modulo elastico calcestruzzo = 34625 MPa

Resistenza a trazione f_{ctm} = 3,352 MPa

Modulo elastico acciaio = 205000 MPa K_t= 0,4

Deformazione media ε_{sm}= 0,000231 Distanza fessure $\Delta_{s\,max}$= 56,1 cm

Ampiezza fessure w_d = 0,0131 (<0,02)

10.13. Muro di sostegno lato cassa di colmata

10.13.1. Verifiche di deformabilità

Nelle tabelle si mostrano i cedimenti totali e differenziali in direzione x per le varie configurazioni di carico.

Muro di sostegno lato cassa di colmata								
(infissione -4.0 m s.l.m.)								
Risultati analisi SLE - Spostamenti massimi combinazione 1 (DA1-C1)								
fase		**z (m)**	**ux (m)**	**Δux (m)**	γ_{G-Q}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Riemp. Piattaforma +4,5	6	4.50	-0.08	0.00	1			
Accidentali piatt.	7	4.50	-0.10	0.02	1	1	0.9	0.8
Accidentale vento	8	4.50	-0.02	0.06	1	0.6	0.2	0
Sisma	9	4.50	0.01	0.08	1	1		0.3

Tab. 10.3 - Muro lato cassa di colmata – cedimenti orizzontali per combinazione di carico

10.13.1.1 Combinazioni di carico rare

SLE RARA			ux (m)	Δux (m)
1 - Config. Definitiva +acc piatt			-0.065	0.057
2 - Config. Definitiva +acc vento			-0.042	0.080
3 - Config. Sismica			0.010	0.08

Tab. 10.4 - Muro lato cassa di colmata – cedimenti orizzontali combinazione rara

10.13.1.2 Combinazioni di carico frequenti

SLE FREQUENTE			ux (m)	Δux (m)
1 - Config. Definitiva +acc piatt			-0.098	0.020
2 - Config. Definitiva +acc vento			-0.084	0.029

Tab. 10.5 - Muro lato cassa di colmata – cedimenti orizzontali combinazione frequente

10.13.1.3 Combinazioni di carico quasi permanenti

SLE QUASI PERMANENTE			ux (m)	Δux (m)
1 - Config. Definitiva +acc piatt			-0.096	0.018

Tab. 10.6 - Muro lato cassa di colmata – cedimenti orizzontali combinazione quasi permanente