

“SERRA DEL CORVO”

Progetto di impianto di accumulo idroelettrico

Comune di Gravina in Puglia (BA)

COMMITTENTE



COORDINAMENTO / MANDANTE



Progettisti: Ing. Luigi Lorenzo Papetti

PROGETTAZIONE GEOTECNICA / MANDATARIA



Progettista: Ing. Luisella Vai

Relazione descrittiva e di calcolo dei pozzi verticali

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	PRIMA EMISSIONE	28/01/22	SP	LV	PAC

Codice commessa: 1373

Codifica documento: 1373-C-GD-R-01-0

INDICE

1. INTRODUZIONE	1
2. CRITERI DI PROGETTO E VERIFICA IMPIEGATI	2
2.1 Normativa di riferimento.....	2
2.2 Criteri di progetto e verifica agli stati limite.....	2
3. CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI	4
4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA	5
4.1 Caratterizzazione geologica.....	5
4.2 Caratterizzazione geotecnica.....	5
5. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI.....	8
5.1 Opera di presa al bacino di monte	8
5.2 Pozzo Piezometrico	9
5.3 Centrale in pozzo.....	10
5.4 Pozzo di raccordo.....	12
5.5 Pozzo paratoie.....	13
5.6 Materiali.....	14
6. CENTRALE IN POZZO ANALISI NUMERICHE DI PREDIMENSIONAMENTO	15
6.1 Generalità.....	15
6.2 Valutazione analitica dello sforzo normale circonferenziale agente sul pozzo singolo.....	18
6.3 Modello numerico FEM assialsimmetrico.....	20
6.4 Modello numerico FEM piano dei due pozzi.....	24
6.5 Modello numerico FEM tridimensionale dei due pozzi	28
6.5.1 Analisi dei carichi.....	30
6.5.2 Combinazioni di carico.....	33
6.5.3 Predimensionamento degli elementi strutturali: taratura del modello	33
6.5.4 Predimensionamento degli elementi strutturali: analisi dei risultati.....	36
6.5.5 Predimensionamento degli elementi strutturali: verifiche strutturali	41
7. POZZI MINORI	46
7.1 Generalità.....	46
7.2 Opera di presa al bacino di monte	46
7.2.1 Valutazione analitica dello sforzo normale circonferenziale agente sul pozzo	46
7.2.2 Modello numerico FEM assialsimmetrico.....	47
7.2.3 Modello numerico FEM piano del pozzo	51

7.2.4	Verifiche strutturali	54
7.3	Pozzo piezometrico	56
7.3.1	Valutazione analitica dello sforzo normale circonferenziale agente sul pozzo	56
7.3.2	Modello numerico FEM assialsimmetrico	57
7.3.3	Modello numerico FEM piano del pozzo	61
7.3.4	Verifiche strutturali	64
7.4	Pozzo di raccordo	65
7.4.1	Valutazione analitica dello sforzo normale circonferenziale agente sul pozzo	65
7.4.2	Modello numerico FEM assialsimmetrico	66
7.4.3	Modello numerico FEM piano del pozzo	70
7.4.4	Verifiche strutturali	73
7.5	Pozzo paratoie	75
7.5.1	Valutazione analitica dello sforzo normale circonferenziale agente sul pozzo	75
7.5.2	Modello numerico FEM assialsimmetrico	76
7.5.3	Modello numerico FEM piano del pozzo	79
7.5.4	Verifiche strutturali	82
7.6	Interazione tra i pozzi nella zona della centrale	84

TABELLE

Tabella 2.1 – Coefficienti parziali delle azioni (Tabella 6.2.I NTC2018)

Tabella 2.2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (Tabella 6.2.II NTC2018)

Tabella 6.1 – Combinazioni di carico e coefficienti moltiplicativi G

Tabella 6.2 – Centrale in pozzo: confronto dei risultati per la taratura del modello tridimensionale

Tabella 7.1 – Interazione pozzi: confronto dei risultati con i modelli delle singole opere

FIGURE

Figura 5.1 – Profilo in asse alla galleria

Figura 5.2 – Opera di presa al bacino di monte

Figura 5.3 – Opera di presa al bacino di monte

Figura 5.4 – Centrale in pozzo, pianta e sezioni tipologiche

Figura 5.5 – Pozzo paratoie

Figura 6.1 – Sforzo normale circonferenziale calcolato per via analitica lungo le pareti del pozzo

Figura 6.2 – Centrale in pozzo: Geometria del modello numerico per le analisi assialsimmetriche relativa all'ultimo step della simulazione

Figura 6.3 – Centrale in pozzo: estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi

- Figura 6.4 – Centrale in pozzo: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi
- Figura 6.5 – Centrale in pozzo: sforzo normale circonferenziale e momento flettente circonferenziale all'ultimo step di analisi
- Figura 6.6 – Centrale in pozzo: confronto dello sforzo normale circonferenziale calcolato per via analitica e per via numerica
- Figura 6.7 – Centrale in pozzo: Geometria del modello numerico per le analisi piane dei due pozzi relativa all'ultimo step della simulazione
- Figura 6.8 – Centrale in pozzo: estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi
- Figura 6.9 – Centrale in pozzo: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi
- Figura 6.10 – Centrale in pozzo: sforzo normale circonferenziale e sforzo normale agente sul puntone all'ultimo step di analisi
- Figura 6.11 – Centrale in pozzo: momento flettente circonferenziale all'ultimo step di analisi
- Figura 6.12 – Centrale in pozzo: Geometria del modello numerico per l'analisi tridimensionale dei due pozzi
- Figura 6.13 – Centrale in pozzo: geometria del carro ponte
- Figura 6.14 – Centrale in pozzo: condizioni di carico relative al carro ponte
- Figura 6.15 – Centrale in pozzo: condizione di carico relativa ai trasformatori
- Figura 6.16 – Centrale in pozzo: spostamenti orizzontali nel modello 3D a -55 m
- Figura 6.17 – Centrale in pozzo: sforzo normale circonferenziale e sforzo normale agente sul puntone nel modello 3D a -55 m
- Figura 6.18 – Centrale in pozzo: momento flettente circonferenziale agente nel modello 3D a -55 m
- Figura 6.19 – Centrale in pozzo: sforzo normale circonferenziale e sforzo normale agente sul puntone (combinazione SLU1)
- Figura 6.20 – Centrale in pozzo: sforzo normale circonferenziale e sforzo normale agente sul puntone (combinazione SLU2)
- Figura 6.21 – Centrale in pozzo: momento flettente circonferenziale (combinazione SLU1) – i valori di picco, come per le analisi precedenti risultano localizzati sui nodi singoli in corrispondenza degli spigoli
- Figura 6.22 – Centrale in pozzo: momento flettente circonferenziale (combinazione SLU2) – i valori di picco, come per le analisi precedenti risultano localizzati sui nodi singoli in corrispondenza degli spigoli
- Figura 6.23 – Centrale in pozzo: momento flettente verticale (combinazione SLU1) – i valori di picco, come per le analisi precedenti risultano localizzati sui nodi singoli in corrispondenza degli spigoli
- Figura 6.24 – Centrale in pozzo: momento flettente verticale (combinazione SLU2) – i valori di picco, come per le analisi precedenti risultano localizzati sui nodi singoli in corrispondenza degli spigoli
- Figura 6.25 – Centrale in pozzo: spostamenti calcolati in esercizio (combinazione SLE1)
- Figura 6.26 – Centrale in pozzo: spostamenti calcolati in esercizio (combinazione SLE2)

- Figura 6.27 – Centrale in pozzo: tensioni agenti sul rivestimento (combinazione SLU1)
- Figura 6.28 – Centrale in pozzo: tensioni agenti sul rivestimento (combinazione SLU2)
- Figura 6.29 – Centrale in pozzo: tensioni agenti sul rivestimento (combinazione SLE1)
- Figura 6.30 – Centrale in pozzo: tensioni agenti sul rivestimento (combinazione SLE2)
- Figura 7.1 – Opera di presa: sforzo normale circonferenziale calcolato per via analitica lungo le pareti del pozzo
- Figura 7.2 – Pozzo opera di presa: Geometria del modello numerico per le analisi assialsimmetriche relativa all'ultimo step della simulazione
- Figura 7.3 – Pozzo opera di presa: estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi
- Figura 7.4 – Pozzo opera di presa: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi
- Figura 7.5 – Pozzo opera di presa: sforzo normale circonferenziale step di analisi
- Figura 7.6 – Pozzo opera di presa: confronto dello sforzo normale circonferenziale calcolato per via analitica e per via numerica
- Figura 7.7 – Pozzo opera di presa: Geometria del modello numerico per le analisi piane relativa all'ultimo step della simulazione
- Figura 7.8 – Pozzo opera di presa: estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi
- Figura 7.9 – Pozzo opera di presa: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi
- Figura 7.10 – Centrale in pozzo: sforzo normale circonferenziale all'ultimo step di analisi
- Figura 7.11 – Pozzo Piezometrico: sforzo normale circonferenziale calcolato per via analitica lungo le pareti del pozzo
- Figura 7.12 – Pozzo Piezometrico: Geometria del modello numerico per le analisi assialsimmetriche relativa all'ultimo step della simulazione
- Figura 7.13 – Pozzo Piezometrico: estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi
- Figura 7.14 – Pozzo Piezometrico: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi
- Figura 7.15 – Pozzo Piezometrico: sforzo normale circonferenziale step di analisi
- Figura 7.16 – Pozzo Piezometrico: confronto dello sforzo normale circonferenziale calcolato per via analitica e per via numerica
- Figura 7.17 – Pozzo Piezometrico: Geometria del modello numerico per le analisi piane relativa all'ultimo step della simulazione
- Figura 7.18 – Pozzo Piezometrico: estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi
- Figura 7.19 – Pozzo Piezometrico: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi
- Figura 7.20 – Pozzo Piezometrico: sforzo normale circonferenziale all'ultimo step di analisi
- Figura 7.21 – Pozzo di raccordo: sforzo normale circonferenziale calcolato per via analitica lungo le pareti del pozzo
- Figura 7.22 – Pozzo di raccordo: Geometria del modello numerico per le analisi assialsimmetriche relativa all'ultimo step della simulazione
- Figura 7.23 – Pozzo di raccordo: estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi
- Figura 7.24 – Pozzo di raccordo: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi
- Figura 7.25 – Pozzo di raccordo: sforzo normale circonferenziale step di analisi

- Figura 7.26 – Pozzo di raccordo: confronto dello sforzo normale circonferenziale calcolato per via analitica e per via numerica
- Figura 7.27 – Pozzo di raccordo: Geometria del modello numerico per le analisi piane relativa all'ultimo step della simulazione
- Figura 7.28 – Pozzo di raccordo: estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi
- Figura 7.29 – Pozzo di raccordo: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi
- Figura 7.30 – Pozzo di raccordo: sforzo normale circonferenziale all'ultimo step di analisi
- Figura 7.31 – Pozzo Paratoie: sforzo normale circonferenziale calcolato per via analitica lungo le pareti del pozzo
- Figura 7.32 – Pozzo Paratoie: Geometria del modello numerico per le analisi assialsimmetriche relativa all'ultimo step della simulazione
- Figura 7.33 – Pozzo Paratoie: estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi
- Figura 7.34 – Pozzo Paratoie: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi
- Figura 7.35 – Pozzo Paratoie: sforzo normale circonferenziale step di analisi
- Figura 7.36 – Pozzo Paratoie: confronto dello sforzo normale circonferenziale calcolato per via analitica e per via numerica
- Figura 7.37 – Pozzo Paratoie: Geometria del modello numerico per le analisi piane relativa all'ultimo step della simulazione
- Figura 7.38 – Pozzo Paratoie: estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi
- Figura 7.39 – Pozzo Paratoie: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi
- Figura 7.40 – Pozzo Paratoie: sforzo normale circonferenziale all'ultimo step di analisi
- Figura 7.41 – Interazione pozzi: Geometria del modello numerico per le analisi piane relativa all'ultimo step della simulazione
- Figura 7.42 – Interazione pozzi: estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi
- Figura 7.43 – Interazione pozzi: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi
- Figura 7.44 – Interazione pozzi: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi, dettaglio centrale in pozzo
- Figura 7.45 – Interazione pozzi: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi, dettaglio pozzo di raccordo
- Figura 7.46 – Interazione pozzi: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi, dettaglio pozzo paratoie
- Figura 7.47 – Interazione pozzi: sforzo normale circonferenziale all'ultimo step di analisi, dettaglio centrale in pozzo
- Figura 7.48 – Interazione pozzi: sforzo normale circonferenziale all'ultimo step di analisi, dettaglio pozzo di raccordo
- Figura 7.49 – Interazione pozzi: sforzo normale circonferenziale all'ultimo step di analisi, dettaglio pozzo paratoie

1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo è stata redatta per conto di EDISON S.p.A. nell'ambito del progetto per approvazione di un impianto di pompaggio puro ubicato in località Serra del Corvo, al confine tra la Puglia e la Basilicata, nel comune di Gravina di Puglia (BA). L'impianto in progetto prevede la realizzazione di un bacino artificiale ubicato a monte dell'esistente invaso del Basentello (Lago di Serra del Corvo).

In particolare, la presente relazione ha per oggetto le analisi di progetto e verifica dei pozzi in cui verrà ubicata la centrale idroelettrica e di pompaggio e degli altri pozzi minori previsti dal progetto.

Dopo un breve cenno sui riferimenti normativi e sui codici di calcolo impiegati, si richiamano, al Capitolo 4, la caratterizzazione geologica e geotecnica delle diverse unità geotecniche previste in corrispondenza delle diverse opere, ottenuta sulla base dei dati della campagna geologico-geotecnica effettuata nel corso del 2021. Il Capitolo 5 riporta una breve descrizione degli interventi in progetto e dei materiali da costruzione previsti, mentre nel Capitolo 6 sono esposti i risultati delle analisi numeriche di progetto e delle verifiche previste dalla normativa vigente condotte per i pozzi che ospiteranno la centrale. Nel Capitolo 7, infine, sono esposti i calcoli di predimensionamento relativi ai restanti pozzi previsti dal progetto.

2. CRITERI DI PROGETTO E VERIFICA IMPIEGATI

Nel presente capitolo vengono brevemente richiamati i principali criteri di progetto e verifica impiegati.

2.1 Normativa di riferimento

- “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 Gennaio 2018 (di seguito indicate come NTC-18)
- “Circolare esplicativa” del 11 febbraio 2019 n° 7/C.S.LL.PP.

2.2 Criteri di progetto e verifica agli stati limite

In accordo con le NTC-18, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) devono rispettare la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

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

Il valore di progetto dell'azione E_d è funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, delle resistenze dei materiali di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d , secondo la seguente espressione:

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

essendo γ_F e γ_M coefficienti di sicurezza parziali, rispettivamente sulle azioni e sulle resistenze dei materiali di progetto.

L'effetto delle azioni E_d viene espresso dalla seguente funzione:

$$E_d = \gamma_E E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

dove $\gamma_E = \gamma_F$. L'effetto delle azioni può essere anche valutato direttamente come prodotto delle azioni caratteristiche per il fattore di sicurezza parziale sulle azioni: $E_d = \gamma_E E_k$.

La resistenza di progetto del sistema geotecnico R_d è data dalla seguente espressione:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

dove γ_R è un coefficiente di sicurezza che opera direttamente sulla resistenza del sistema R, espressa sempre in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, delle resistenze dei materiali di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d , con γ_F e γ_M coefficienti di sicurezza parziali, rispettivamente sulle azioni e sulle resistenze dei materiali di progetto.

Le verifiche sono state effettuate in riferimento alla seguente combinazione di coefficienti:

Approccio 1 - Combinazione 1: A1+M1+R1

in quanto è la combinazione più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno. I coefficienti parziali per le azioni γ_F utilizzati nelle analisi sono quelli indicati nella Tabella 6.2.I delle NTC 2018, qui riportata (Tabella 2.1).

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno γ_M utilizzati nelle analisi sono quelli indicati nella Tabella 6.2.II delle NTC 2018, qui riportata (Tabella 2.2).

Tabella 2.1 – Coefficienti parziali delle azioni (Tabella 6.2.I NTC2018)

Carichi	Effetto	Coefficiente	EQU	A1 STR	A2 GEO
Permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali G_2 (1)	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}					

Tabella 2.2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (Tabella 6.2.II NTC2018)

Parametro geotecnico		Coefficiente parziale γ_M	
		M1	M2
$\tan\phi'_k$	Tangente dell'angolo di attrito	1,00	1,25
c'_k	Coesione efficace	1,00	1,25
$c_{u,k}$	Resistenza al taglio non drenata	1,00	1,40
γ	Peso di volume	1,00	1,00

3. CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

I programmi di calcolo utilizzati per le analisi e le verifiche delle sezioni tipo sono:

- Rocscience Inc. – Phase2 Versione 8.024
- Midas Information Technology – MidasGen 2020

Tutti i codici di calcolo utilizzati sono largamente impiegati a livello nazionale ed internazionale e di comprovata validità nella progettazione geotecnica e strutturale.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Il presente capitolo riporta un breve inquadramento dal punto di vista geologico, e geotecnico relativo alle zone in cui risultano ubicate le diverse opere in sotterraneo. Per una trattazione più esaustiva si rimanda ai seguenti elaborati:

- 1373-A-GE-R-01 - Relazione geologica generale;
- 1373-A-GD-R-01 - Relazione geotecnica generale.

4.1 Caratterizzazione geologica

Dalla planimetria geologica e dalle sezioni geologiche interpretative, riportate negli allegati 1 e 2 della *Relazione geologica generale*, è possibile osservare che:

- lo scavo della galleria di derivazione interesserà unicamente l'unità geologica delle Argille limose di color grigio azzurro
- il pozzo piezometrico ed il pozzo all'opera di presa attraverseranno, nel tratto superiore, le alternanze sabbiose limose, per uno spessore massimo pari a circa 50 m in corrispondenza del pozzo piezometrico, per poi intestarsi nelle argille limose grigie azzurre nel rimanente tratto
- il pozzo che ospiterà la centrale, il pozzo di raccordo ed il pozzo paratoie attraverseranno, nel tratto superiore, le alluvioni terrazzate, per uno spessore massimo pari a circa 10 m, per poi intestarsi nelle argille grigie azzurre nel rimanente tratto.

4.2 Caratterizzazione geotecnica

Le diverse unità geologiche illustrate al paragrafo precedente sono state caratterizzate da un punto di vista geotecnico al fine di determinare le caratteristiche fisiche e le proprietà meccaniche di resistenza e deformabilità utili per lo svolgimento dei calcoli di progetto.

La caratterizzazione delle diverse unità geotecniche è stata effettuata basandosi sui dati finora raccolti durante le campagne di indagini 2021. Tali dati hanno consentito di effettuare una prima caratterizzazione dell'unità geotecnica in oggetto. La caratterizzazione è stata effettuata basandosi sui sondaggi a carotaggio continuo, sulle prove effettuate in foro e sulle prove di laboratorio condotte sui campioni prelevati durante le perforazioni. Per maggiori approfondimenti circa i dati raccolti durante la campagna prove e la determinazione dei parametri geotecnici si rimanda alla *Relazione Geotecnica Generale* (1373-A-GD-R-01).

I parametri geotecnici assunti in sede di progetto, per ciascuna unità, sono riassunti nel seguito, ovviamente tali parametri dovranno essere confermati nelle successive fasi di

progettazione da ulteriori indagini volte a caratterizzare in maniera più rigorosa i terreni presenti in sito:

- Sabbia con ghiaia a livelli limosi (Unità SG)
 - γ = 18 kN/m³, peso di volume
 - E = 300 MPa, modulo di deformabilità
 - ν = 0.3, coefficiente di Poisson
 - Criterio di resistenza in tensioni efficaci: Mohr-Coulomb
 - c' = 0 kPa, coesione
 - ϕ' = 29°, angolo di attrito;

- Limo con argilla (Unità LA-LS)
 - γ = 19 kN/m³, peso di volume
 - E = 60 MPa, modulo di deformabilità
 - ν = 0.4, coefficiente di Poisson
 - Criterio di resistenza in tensioni efficaci: Mohr-Coulomb
 - c' = 15 kPa, coesione
 - ϕ' = 24°, angolo di attrito;
 - Criterio di resistenza in tensioni totali: Tresca
 - S_u = 300 kPa, coesione non drenata;

- Sabbia media limosa (Unità SL)
 - γ = 18 kN/m³, peso di volume
 - E = 300 MPa, modulo di deformabilità
 - ν = 0.3, coefficiente di Poisson
 - Criterio di resistenza in tensioni efficaci: Mohr-Coulomb
 - c' = 5 kPa, coesione
 - ϕ' = 27°, angolo di attrito;

- Argilla limosa color grigio azzurro (Unità Ag)¹:
 - γ = 20 kN/m³, peso di volume
 - E = 82.779 + 0.465*z MPa, modulo di deformabilità
 - ν = 0.45, coefficiente di Poisson
 - Criterio di resistenza in tensioni totali: Tresca (per le opere in sotterraneo)
 - S_u = 153.62 + 3.2941*z kPa, coesione non drenata
 - Criterio di resistenza in tensioni efficaci: Mohr-Coulomb (per le opere di sostegno)
 - c' = 25 kPa, coesione
 - ϕ' = 20°, angolo di attrito;

¹ Per le Argille grigie azzurre è stato assunto un valore variabile con la profondità del modulo di deformazione e della coesione non drenata. Le leggi di variazione sopra riportate sono state determinate sulla base dei dati raccolti durante la campagna indagini 2021.

- Alluvioni terrazzate e detriti di versante (Unità AD)
 - γ = 19 kN/m³, peso di volume
 - E = 80 MPa, modulo di deformabilità
 - ν = 0.4, coefficiente di Poisson
 - Criterio di resistenza in tensioni efficaci: Mohr-Coulomb
 - c' = 19 kPa, coesione
 - ϕ' = 23°, angolo di attrito.

5. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI

Nel presente capitolo si riporta, per ciascun pozzo verticale, una breve descrizione delle sezioni tipologiche previste per garantire un adeguato sostegno del cavo sia in fase di esecuzione che in fase di utilizzo.

In Figura 5.1 si riporta il profilo in asse alla galleria idraulica su cui sono indicate le principali opere strutturali in sotterraneo. Ulteriori dettagli sono riportati sugli elaborati grafici di progetto.

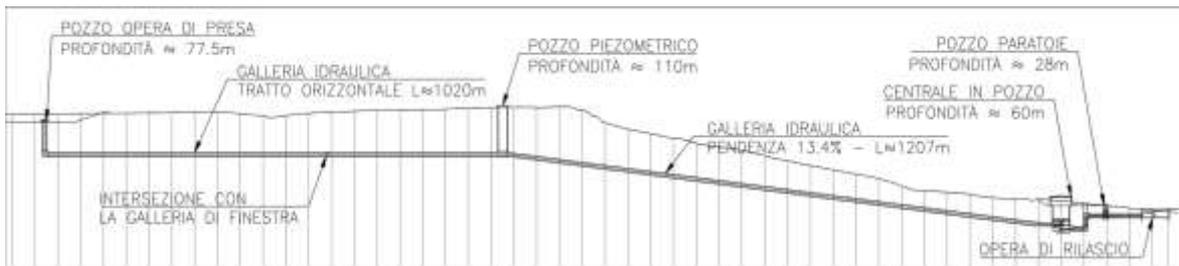


Figura 5.1 – Profilo in asse alla galleria

5.1 Opera di presa al bacino di monte

La galleria idraulica, come mostrato nell'immagine precedente, ha origine al di sotto del bacino di monte ed è collegata con quest'ultimo per mezzo di un pozzo verticale che costituisce l'opera di presa dell'impianto (Figura 5.2).

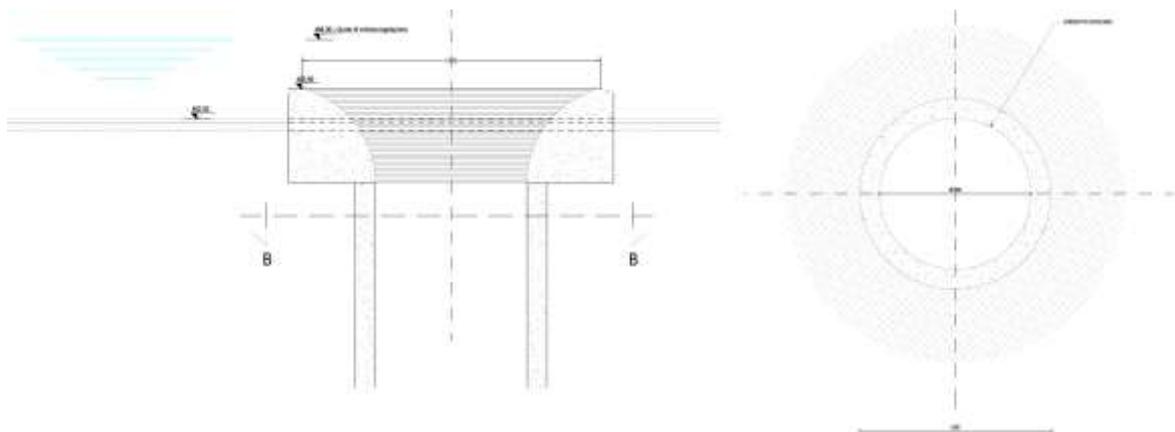


Figura 5.2 – Opera di presa al bacino di monte

Il pozzo ubicato in corrispondenza dell'opera di presa si presenta con le seguenti geometrie:

- altezza: ≈ 75.00 m
- diametro esterno: 9.60 m

- diametro interno utile: 7.60 m
- spessore rivestimento: 1.00 m.

Come si è visto nel capitolo precedente, il pozzo attraverserà nell'ordine i seguenti materiali naturali:

- Limo con argilla color grigio (Unità LA-LS), per i primi 12.50 m da testa pozzo;
- Sabbia media limosa (Unità SL), tra i 12.5 m ed i 30 m da testa pozzo;
- Argille limose color grigio-azzurro (Unità Ag), oltre i 30 m da testa pozzo.

In considerazione dei materiali più permeabili e della presenza della falda rilevata nello strato intermedio costituito dalle sabbie medie limose risulta imprescindibile realizzare, preventivamente allo scavo, un rivestimento adeguato sia dal punto di vista strutturale sia dal punto di vista idraulico, in modo di garantire lo scavo in sicurezza dell'opera in oggetto. Nel presente progetto si è ipotizzato un rivestimento dello spessore efficace di 1.00 m da realizzare tramite pali compenetrati del diametro di 1.20 m.

5.2 Pozzo Piezometrico

Il pozzo piezometrico (Figura 5.3), come mostrato in Figura 5.1, si trova all'incirca a metà della galleria di derivazione idraulica e separa il tratto orizzontale dal tratto inclinato di quest'ultima.

Il pozzo piezometrico si presenta con le seguenti geometrie:

- altezza: \approx 110 m
- diametro esterno: 23.00 m
- diametro interno utile: 20.00 m
- spessore rivestimento: 1.50 m.

Come si è visto nel capitolo precedente, il pozzo attraverserà nell'ordine i seguenti materiali naturali:

- sabbia con ghiaia sotto copertura vegetale (Unità SG), per i primi 3.50 m da testa pozzo;
- sabbia localmente grossolana in alternanza a livelli limosi (Unità SG), tra i 3.50 m ed i 25.00 m da testa pozzo;
- limo con argilla color grigio (Unità LA-LS), tra i 25.00 m ed i 33.50 m da testa pozzo;
- sabbia media limosa, (Unità SL), tra i 33.50 m ed i 50.00 m da testa pozzo;
- argille limose color grigio-azzurro (unità Ag), oltre i 50.00 m da testa pozzo.

In considerazione dei materiali più permeabili e della presenza della falda rilevata negli strati superiori ed intermedi, costituiti da sabbie, risulta imprescindibile realizzare,

preventivamente allo scavo, un rivestimento adeguato sia dal punto di vista strutturale sia dal punto di vista idraulico, in modo di garantire lo scavo in sicurezza dell'opera in oggetto. Nel presente progetto si è ipotizzato di realizzare tale rivestimento mediante dei setti in calcestruzzo armato dello spessore di 1.50 m.

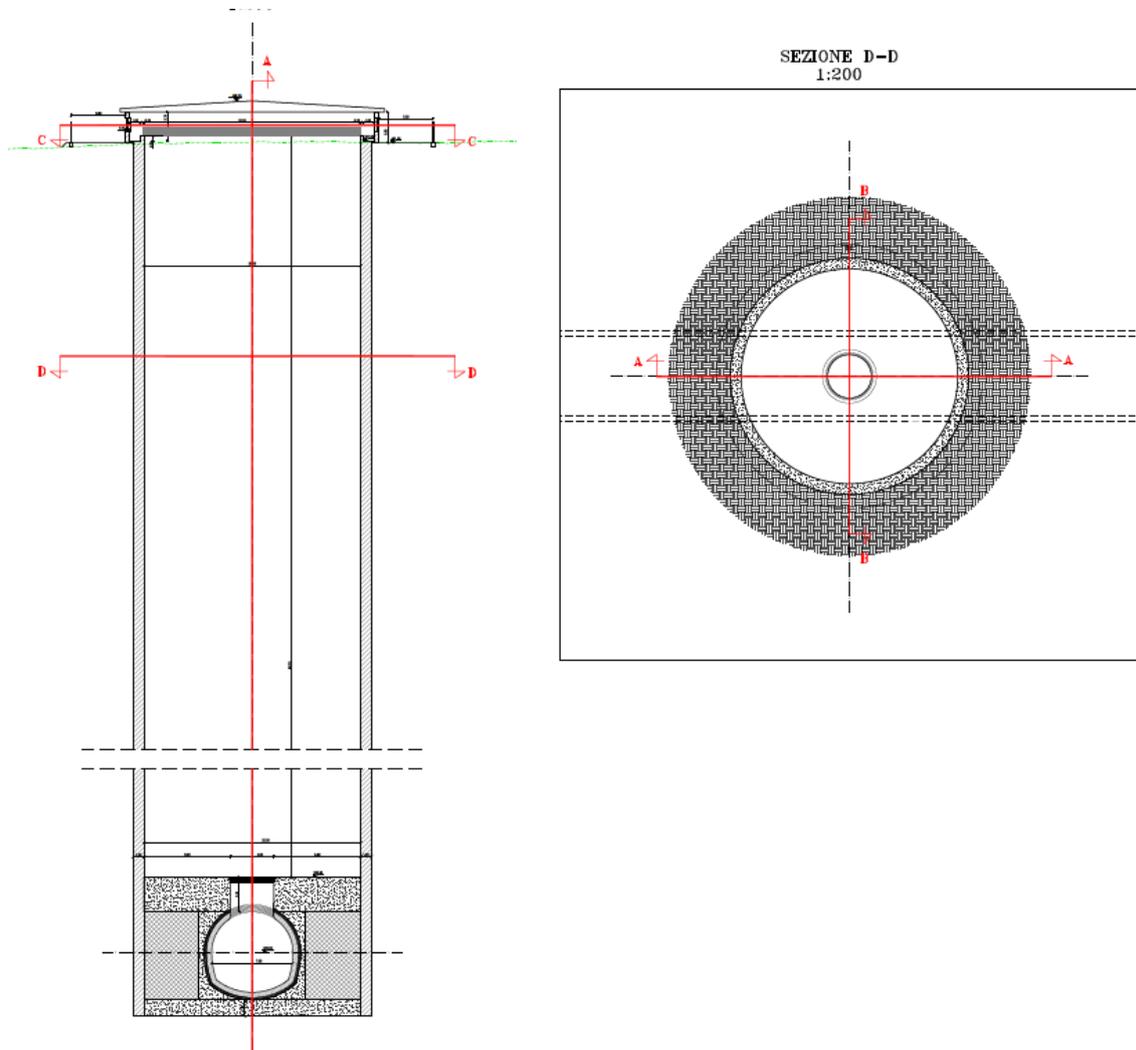


Figura 5.3 – Opera di presa al bacino di monte

5.3 Centrale in pozzo

I pozzi che ospiteranno la centrale idroelettrica e di pompaggio costituiscono l'opera sotterranea più complessa dell'intero progetto. Come mostrato in Figura 5.1, essi si trovano al termine del tratto inclinato della galleria di derivazione idraulica.

L'opera è costituita nel suo complesso da due pozzi intersecati tra loro, come mostrato in Figura 5.4. Lo sforzo normale di compressione circonferenziale derivante da ciascun pozzo viene ripreso, in corrispondenza dell'intersezione delle due opere da un setto

in calcestruzzo armato gettato in opera dello spessore di due metri. In tale setto saranno presenti delle aperture che consentiranno la messa in comunicazione dei due pozzi per il passaggio di uomini e mezzi, nonché i cavidotti necessari ai diversi impianti a servizio della centrale stessa.

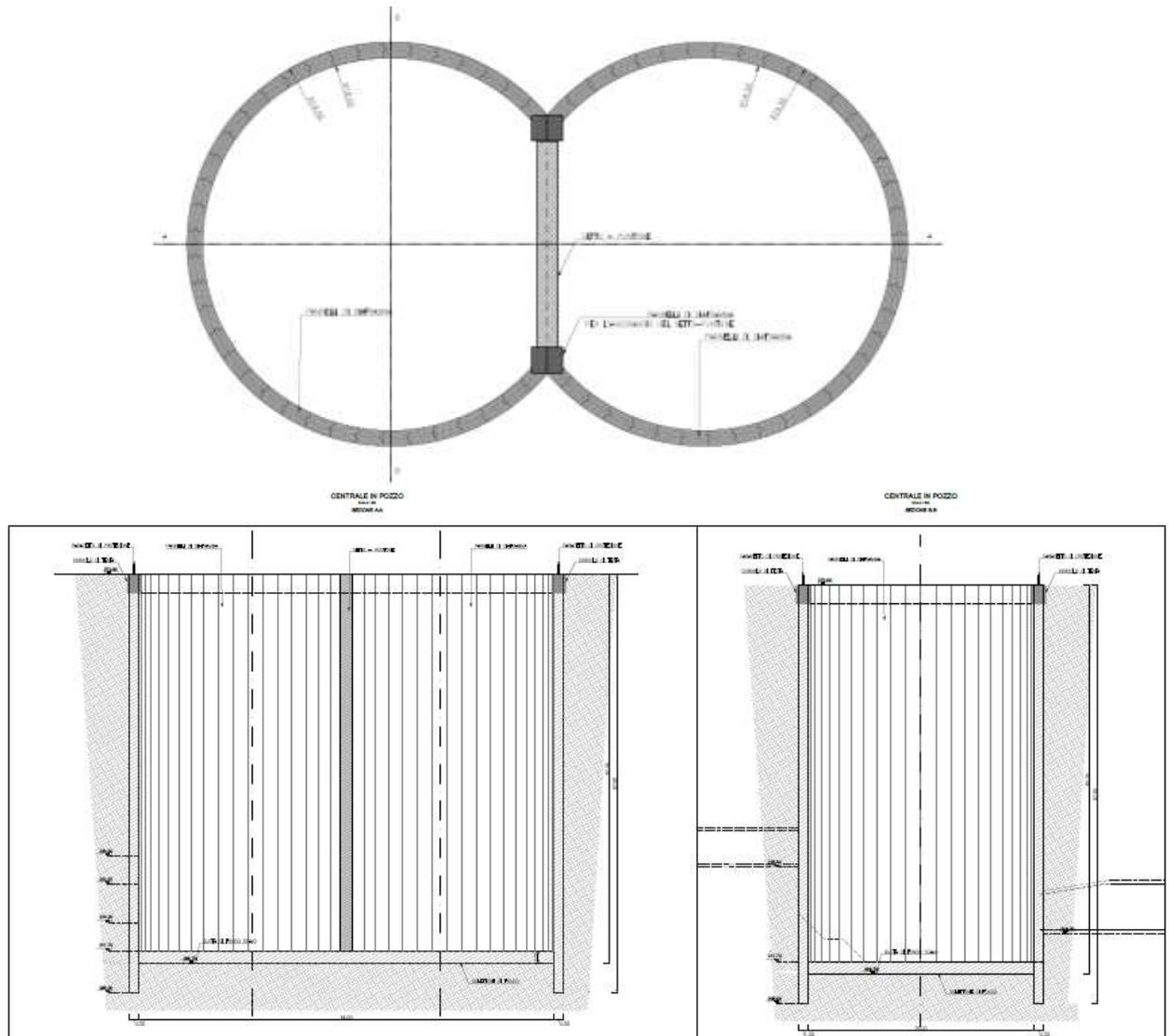


Figura 5.4 – Centrale in pozzo, pianta e sezioni tipologiche

I pozzi che ospiteranno la centrale si presentano con le seguenti geometrie:

- altezza: ≈ 60 m
- diametro esterno di ciascun pozzo: 39.00 m
- diametro interno utile: 36.00 m
- spessore rivestimento: 1.50 m
- lunghezza setto puntone: ≈ 25 m
- spessore setto puntone: 2.00 m.

Prima di procedere allo scavo dei pozzi contenenti la centrale è prevista la realizzazione di un piazzale alla quota 272 m s.l.m. che costituirà la quota sommitale dei pozzi stessi. Successivamente a questa riprofilatura del sito di realizzazione delle opere, come si può osservare nel capitolo precedente, i pozzi che ospiteranno la centrale risultano immorsati totalmente nello strato delle Argille limose color grigio-azzurro (Unità Ag). Solamente nella loro parte sommitale, per uno spessore massimo previsto inferiore ai 5 metri, si potrebbe riscontrare la presenza delle alluvioni terrazzate e dei detriti di versante.

In considerazione della complessità delle opere e dei materiali interessati dallo scavo, nel presente progetto si è ipotizzato di realizzare il rivestimento dei pozzi mediante dei setti in calcestruzzo armato dello spessore di 1.5 m, da realizzarsi precedentemente allo scavo dei pozzi stessi. Per quanto riguarda il setto puntone, invece, si prevede di realizzarlo tramite dei getti in opera da effettuarsi contestualmente al progredire dello scavo.

Si prevede infine la realizzazione di solai di interpiano ed il getto di un solettone di fondo in calcestruzzo armato.

5.4 Pozzo di raccordo

Come mostrato in Figura 5.1, in posizione intermedia tra la centrale in pozzo ed il pozzo paratoie è presente un altro pozzo di raccordo il quale consente alla condotta idraulica di passare dal piano delle macchine (quota 220.45 m s.l.m. in asse alla condotta) al piano dell'opera di rilascio (quota 249.25 m s.l.m. in asse alla condotta).

Il pozzo di raccordo si presenta con le seguenti geometrie:

- altezza: \approx 56 m
- diametro esterno: 10.00 m
- diametro interno utile: 8.00 m
- spessore rivestimento: 1.00 m.

Come si è visto nel capitolo precedente, il pozzo attraverserà nell'ordine i seguenti materiali naturali:

- alluvioni terrazzate e dei detriti di versante (Unità AD), per i primi 8.00 m da testa pozzo;
- argille limose color grigio-azzurro (Unità Ag), oltre gli 8.00 m da testa pozzo.

In considerazione dei materiali più permeabili e della possibile presenza della falda nello strato superiore, costituiti dalle alluvioni terrazzate e dei detriti di versante, risulta imprescindibile realizzare, preventivamente allo scavo, un rivestimento adeguato sia dal punto di vista strutturale sia dal punto di vista idraulico, in modo di garantire lo scavo in si-

curezza dell'opera in oggetto. Nel presente progetto si è ipotizzato un rivestimento dello spessore efficace di 1.00 m da realizzare tramite pali compenetrati del diametro di 1.20 m.

5.5 Pozzo paratoie

Come mostrato in Figura 5.1 nel tratto terminale della galleria idraulica è presente il pozzo paratoie (Figura 5.2).

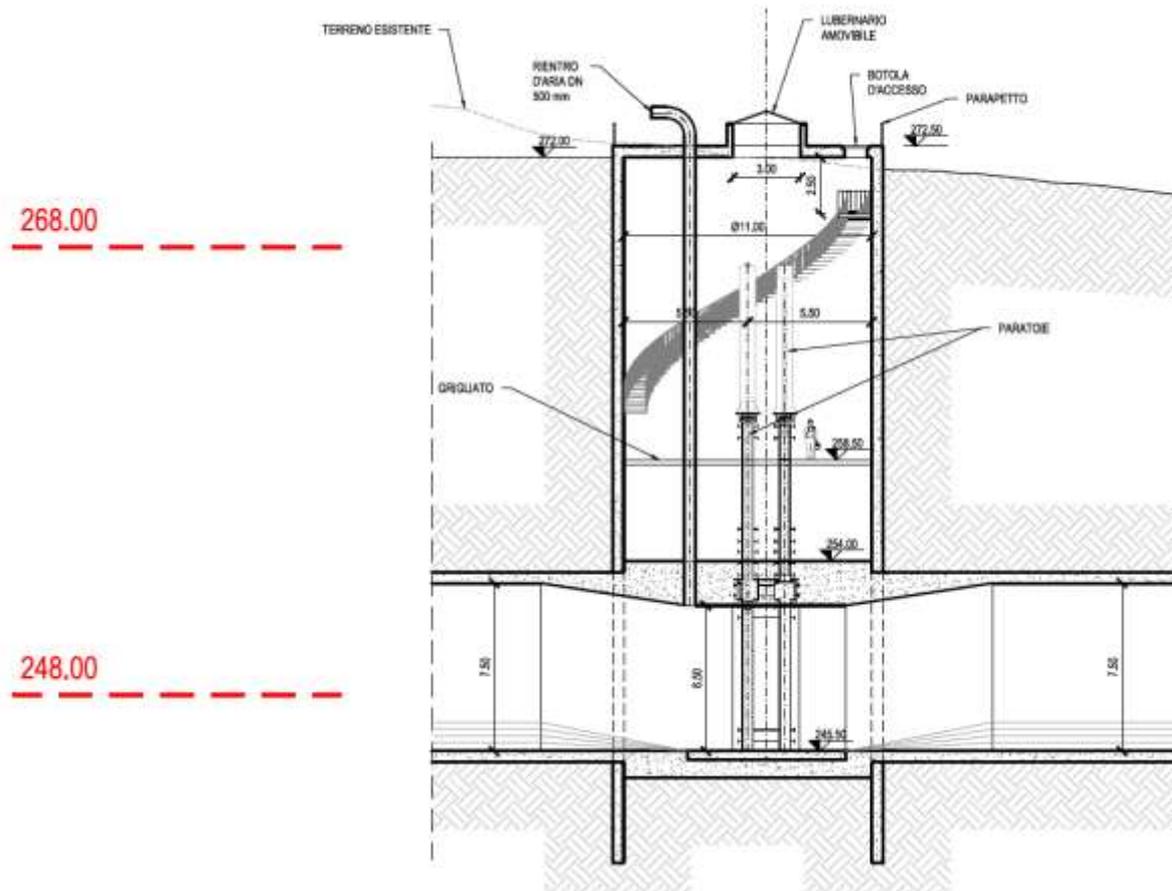


Figura 5.5 – Pozzo paratoie

Il pozzo paratoie si presenta con le seguenti geometrie:

- altezza: ≈ 30 m
- diametro esterno: 12.00 m
- diametro interno utile: 11.00 m
- spessore rivestimento: 0.50 m.

Come si è visto nel capitolo precedente, il pozzo attraverserà nell'ordine i seguenti materiali naturali:

- alluvioni terrazzate e dei detriti di versante (Unità AD), per i primi 10.00 m da testa pozzo;
- argille limose color grigio-azzurro (Unità Ag), oltre i 10.00 m da testa pozzo.

In considerazione dei materiali più permeabili e della presenza della falda rilevata nello strato intermedio costituito dalle sabbie medie limose risulta imprescindibile realizzare, preventivamente allo scavo, un rivestimento adeguato sia dal punto di vista strutturale sia dal punto di vista idraulico, in modo di garantire lo scavo in sicurezza dell'opera in oggetto. Nel presente progetto si è ipotizzato un rivestimento dello spessore efficace di 0.50 m da realizzare tramite pali compenetrati del diametro di 800 mm.

5.6 Materiali

I materiali che costituiscono le opere di sostegno sono definiti di seguito:

Calcestruzzo per rivestimento della centrale in pozzo e del pozzo piezometrico

classe di resistenza	C 40/50
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	$f_{cd} \geq 22.66 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	$E = 35220 \text{ MPa}$

Calcestruzzo per rivestimento dei pozzi minori

classe di resistenza	C 30/37
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	$f_{cd} \geq 17.00 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	$E = 32800 \text{ MPa}$

Acciaio in barre per armature

Acciaio B450C	
modulo elastico	$E = 210 \text{ GPa}$

6. CENTRALE IN POZZO ANALISI NUMERICHE DI PREDIMENSIONAMENTO

Nel presente capitolo vengono dapprima descritte le strategie di analisi impiegate per le simulazioni numeriche e le caratteristiche dei modelli realizzati per il predimensionamento dei rivestimenti dei pozzi che ospiteranno la centrale. Successivamente vengono illustrati i principali risultati ottenuti dalle simulazioni condotte e gli esiti delle verifiche strutturali eseguite.

6.1 Generalità

In considerazione della complessità della struttura che ospiterà la centrale sono state condotte una serie di analisi, con livello di complessità crescente, al fine di effettuare una valutazione il più possibile realistica del comportamento tensio-deformativo del terreno e delle strutture di sostegno. L'obiettivo finale di tali analisi è stato quello di poter affermare la fattibilità tecnica dell'opera stessa fornendo al contempo un predimensionamento dei principali elementi strutturali.

In particolare la sequenza di calcolo impiegata si compone dei seguenti livelli:

1. valutazione analitica dello sforzo normale circonferenziale agente sul pozzo singolo;
2. modello numerico bidimensionale agli elementi finiti in condizioni di assialsimmetria del pozzo singolo;
3. modello numerico bidimensionale agli elementi finiti di una sezione orizzontale dei due pozzi compenetrati;
4. modello numerico tridimensionale a carichi imposti dei due pozzi compenetrati.

Come si può vedere dallo schema riportato sopra ciascun livello di analisi risulta più complesso e più raffinato rispetto al livello precedente; le soluzioni ottenute dai modelli più semplificati risultano tuttavia essenziali per confermare la correttezza dei risultati ottenuti dalle simulazioni più avanzate.

I calcoli del livello 1 sono stati effettuati mediante dei semplici fogli di calcolo sui quali sono state valutate, tramite note formulazioni analitiche di largo impiego ingegneristico, le tensioni geostatiche e lo sforzo normale circonferenziale agenti sul rivestimento.

Le analisi numeriche dei livelli 2 e 3 sono state effettuate utilizzando il codice di calcolo Phase 2 v. 8.024. Il metodo degli elementi finiti in campo piano o assialsimmetrico permette una valutazione, in termini quantitativi, dello stato tensionale e degli spostamenti nel terreno e nelle strutture, tenendo conto di uno stato di tensione iniziale anisotropo, dell'effettiva situazione geometrica in esame e della sequenza degli interventi previsti.

Lo stato tensionale iniziale è stato supposto di tipo geostatico; le tensioni principali massime e minime sono state assegnate mediante una prima fase di inizializzazione (Step 0), in cui agli elementi del modello, a partire da uno stato tensionale nullo, vengono applicate le forze di volume costituite dal peso proprio attribuito ai diversi materiali.

Il livello della falda considerato nei modelli di calcolo è stato dedotto dalle indicazioni fornite nella *Relazione geologica generale* (1373-A-GE-R-01), in assenza di informazioni più precise circa l'andamento della piezometria lungo tutto il tracciato della galleria sono state adottate delle ipotesi conservative, le quali dovranno essere confermate nelle successive fasi di studio.

La simulazione delle diverse fasi di scavo e costruzione è stata condotta "attivando", nel corso della sequenza delle analisi, le caratteristiche degli elementi che nel modello rappresentano le strutture di sostegno e di rivestimento. Al tempo stesso, in accordo alle modalità esecutive seguite, lo scavo è stato riprodotto mediante l'usuale procedimento che consiste nel "disattivare elementi scavati" ed eventualmente applicare sul contorno dello scavo delle forze nodali che portino su di esso, in modo graduale, a componenti di sollecitazione (normale e di taglio) nulle.

In relazione a quanto sopra, il metodo comporta:

- definizione del modello (dimensione fisica e geometrica della regione da rappresentare, sia per il terreno che per le strutture di sostegno, numerazione dei nodi e degli elementi, condizioni di contorno)
- definizione delle leggi sforzo-deformazione e di resistenza dei materiali interessati
- definizione dello stato tensionale preesistente nel terreno, prima dello scavo della galleria
- simulazione delle fasi esecutive previste.

I modelli numerici sono stati sufficientemente estesi in profondità e lateralmente per permettere di ritenere trascurabili le condizioni di vincolo introdotte sui bordi dei modelli stessi.

Le strutture costituenti il rivestimento dei pozzi in calcestruzzo armato sono state discretizzate con elementi monodimensionali di tipo "liner" con comportamento elastico e caratteristiche meccaniche ed inerziali equivalenti a quelle delle strutture simulate.

Le analisi numeriche del livello 4 sono state effettuate utilizzando il codice di calcolo Midas Gen 2020.

L'analisi delle sollecitazioni e degli spostamenti delle strutture di rivestimento è stata eseguita attraverso un modello spaziale rappresentativo della geometria finale dei due pozzi e del setto-puntone.

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni indotte sulle strutture, costituite da pareti e piastre in c.a., le medesime sono state discretizzate attraverso elementi di tipo "plate" a quattro nodi. Il numero e la disposizione dei singoli elementi sono stati scelti in modo tale da poter riprodurre correttamente la geometria della struttura e le aree di carico.

Le condizioni di vincolo imposte al modello sono costituite da dei carrelli orizzontali, applicati ai nodi posti alla base delle pareti, i quali impediscono le traslazioni verticali del rivestimento mentre consentono le traslazioni orizzontali e le rotazioni degli elementi. Su tutto il contorno esterno del rivestimento sono state applicate inoltre delle molle di tipo "compression-only" agenti in direzione normale alla parete per simulare l'interazione delle strutture con il terreno. La rigidità K_n attribuita alle molle è stata determinata per via analitica attraverso la seguente formula:

$$K_n = \frac{E}{R \cdot (1 + \nu)}$$

dove:

E = modulo elastico del terreno

R = raggio del pozzo

ν = coefficiente di Poisson del terreno.

In considerazione dell'importanza e della complessità dell'opera, ed in considerazione dell'obiettivo finale delle analisi numeriche, che come si è detto in precedenza è stato quello di poter affermare la fattibilità tecnica dell'opera stessa, si è scelto di effettuare delle analisi numeriche avanzate, tramite delle simulazioni tridimensionali, limitando però il campo della simulazione ai soli elementi strutturali principali dell'opera in oggetto. Come si è visto al Paragrafo 105.3, infatti, si prevede la realizzazione di solai di interpiano ed il getto di un solettone di fondo in calcestruzzo armato, i quali avranno anche la funzione di fornire un contributo strutturale irrigidendo ulteriormente le strutture in direzione orizzontale.

Nel presente progetto, considerata la fase di predimensionamento delle opere, non si è tenuto conto di tali elementi, né si è tenuto conto delle finestrate che dovranno essere realizzate nel setto centrale, in quanto esse saranno delle aperture localizzate. La simulazione completa della geometria finale dell'opera e delle sue fasi realizzative viene dunque rimandata alle successive fasi di progettazione, mentre nella fase attuale ci si è limitati al predimensionamento degli elementi strutturali principali, al fine di poter affermare la fattibilità tecnica dell'opera stessa.

Per la stessa ragione, nell'attuale fase di progetto, non si è tenuto conto dell'eventuale azione sismica agente in sotterraneo sul rivestimento del pozzo. A tale proposito va precisato che il tema della verifica sismica di manufatti sotterranei non è ad oggi normato in modo specifico né a livello nazionale (il D.M. 17 gennaio 2018 contiene solo indicazioni di indirizzo generale), né internazionale. Inoltre, le opere in sotterraneo rientrano tra le strutture meno vulnerabili ai terremoti: difatti, nel progetto di tali opere, l'azione sismica ha sempre avuto un ruolo secondario al punto che tutt'oggi la verifica sismica delle strutture interrato non è affatto diffusa nella pratica professionale corrente.

La maggior parte dell'esperienze passate ha dimostrato come tali strutture siano in grado di sopportare le tensioni e gli spostamenti indotti dal sisma, senza subire danni significativi, specialmente se confrontate con le strutture in elevazione fuori terra. Ciò è dovuto alla compresenza di differenti aspetti quali la diversa propagazione dell'onda sismica in sotterraneo rispetto alla superficie e l'elevato grado di confinamento delle strutture sotterranee (per ulteriori approfondimenti in merito si rimanda alla *Relazione sulla sismica dei manufatti in sotterraneo*).

Per strutture interrato a modesta profondità, l'azione sismica può essere riprodotta mediante forze pseudo-statiche calcolate secondo la teoria di Wood, ma nel caso in esame la struttura raggiunge una profondità tale da determinare una sovrastima dell'azione pseudo-statica da applicare alle strutture, ed al contempo l'applicazione di tale teoria risulterebbe concettualmente errata in quanto presuppone l'applicazione di una forza costante sull'intera parete non consentendo di prendere in considerazione gli effetti legati al rapporto tra l'altezza della parete e la lunghezza dell'onda sismica.

L'analisi delle azioni indotte dal sisma viene dunque rimandata ad una fase successiva di progettazione in quanto non si ritiene che le stesse azioni siano dimensionanti nella verifica della struttura di sostegno del pozzo, tenuto conto anche della semplificazione applicata alla struttura stessa pozzo, nella quale sono stati trascurati gli elementi di irrigidimento interni al pozzo, costituiti da travi e solai e dai getti di inghisaggio delle macchine di produzione e di pompaggio.

Nei paragrafi successivi si riporta una breve sintesi dei principali risultati ottenuti dalle analisi effettuate.

6.2 Valutazione analitica dello sforzo normale circonferenziale agente sul pozzo singolo

Il primo passo dell'analisi di predimensionamento delle strutture di sostegno dei pozzi che ospiteranno la centrale è stato quello di svolgere dei semplici calcoli per via

analitica utili effettuare una sorta di taratura dei risultati ottenuti successivamente dalle simulazioni numeriche.

Il comportamento strutturale di un pozzo risulta, nella sua condizione finale, assimilabile a quello di un serbatoio cilindrico soggetto alle tensioni geostatiche del terreno nel quale è immorsato. Il campo tensionale è dunque dominato dallo sforzo normale di compressione circonferenziale che si sviluppa lungo gli anelli che costituiscono la struttura stessa. Il momento flettente lungo la verticale assume scarsa rilevanza essendo esso dovuto esclusivamente alla congruenza delle limitate deformazioni che si hanno tra i vari anelli i quali risultano essere maggiormente compressi alle quote inferiori rispetto a quelle superiori.

Lo sforzo normale circonferenziale di un serbatoio cilindrico risulta direttamente proporzionale alla differenza tra la pressione esterna e quella interna alla struttura ed al raggio della stessa e può essere calcolato analiticamente secondo la formula di Mariotte:

$$N = p \cdot r$$

dove:

- N = sforzo normale circonferenziale agente sul rivestimento
- p = differenza tra la pressione esterna e quella interna alla struttura; nel caso di un pozzo equivale alla tensione geostatica orizzontale σ_H facilmente determinabile con le usali formule della geotecnica
- r = raggio di scavo del pozzo.

Si riporta in Figura 6.1 l'andamento dello sforzo normale circonferenziale lungo le pareti del singolo pozzo, calcolato per via analitica con la formula di Mariotte; la profondità 0 è riferita alla quota di testa pozzo. Come si può osservare, alla profondità massima di 60 m si ottiene uno sforzo normale circonferenziale pari a circa 21 MN.

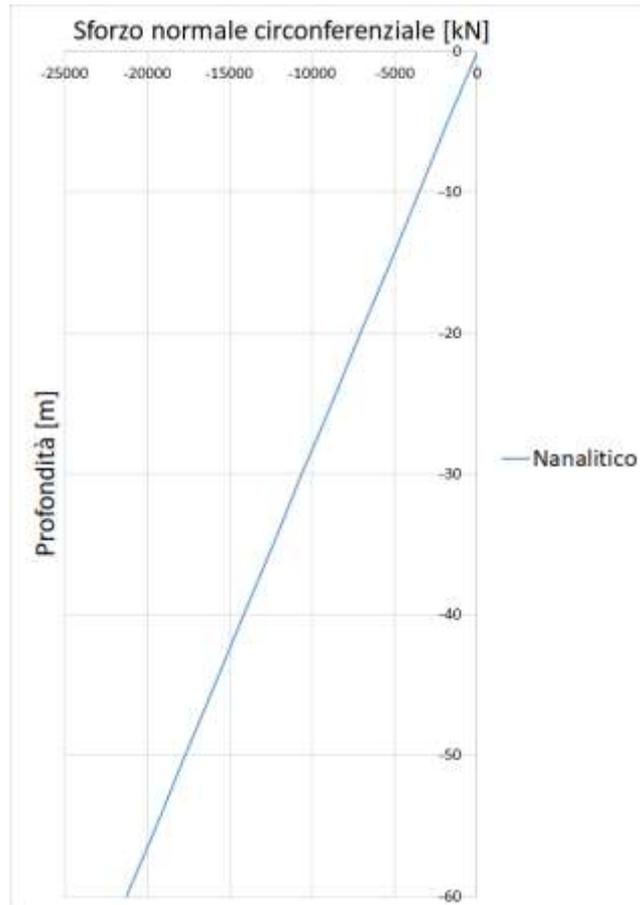


Figura 6.1 – Sforzo normale circonferenziale calcolato per via analitica lungo le pareti del pozzo

6.3 Modello numerico FEM assialsimmetrico

Il passo successivo dell'analisi di predimensionamento delle strutture di sostegno dei pozzi che ospiteranno la centrale è stato quello di simulare in un modello ad elementi finiti il comportamento del pozzo singolo e la sua interazione con il terreno circostante.

Per la simulazione della centrale sono state considerate, in questa fase, le condizioni geometriche relative ad un singolo pozzo. Il modello ad elementi finiti impiegato (Figura 6.2) è di tipo bidimensionale ed è stato sviluppato in condizioni di assialsimmetria. Le condizioni di vincolo imposte sono costituite da cerniere sul bordo inferiore e da carrelli verticali sui bordi laterali.

La stratigrafia di analisi riproduce quanto illustrato nelle sezioni geologiche e geomeccaniche e può essere così sintetizzata:

- da 0 a -11.00 m: alluvioni terrazzate e detriti di versante (unità AD)
- da -11.00 m fino al fondo del modello: Argilla limosa color grigio azzurro (Unità Ag).

La quota della falda è stata ipotizzata coincidente con il contatto tra i due materiali naturali.

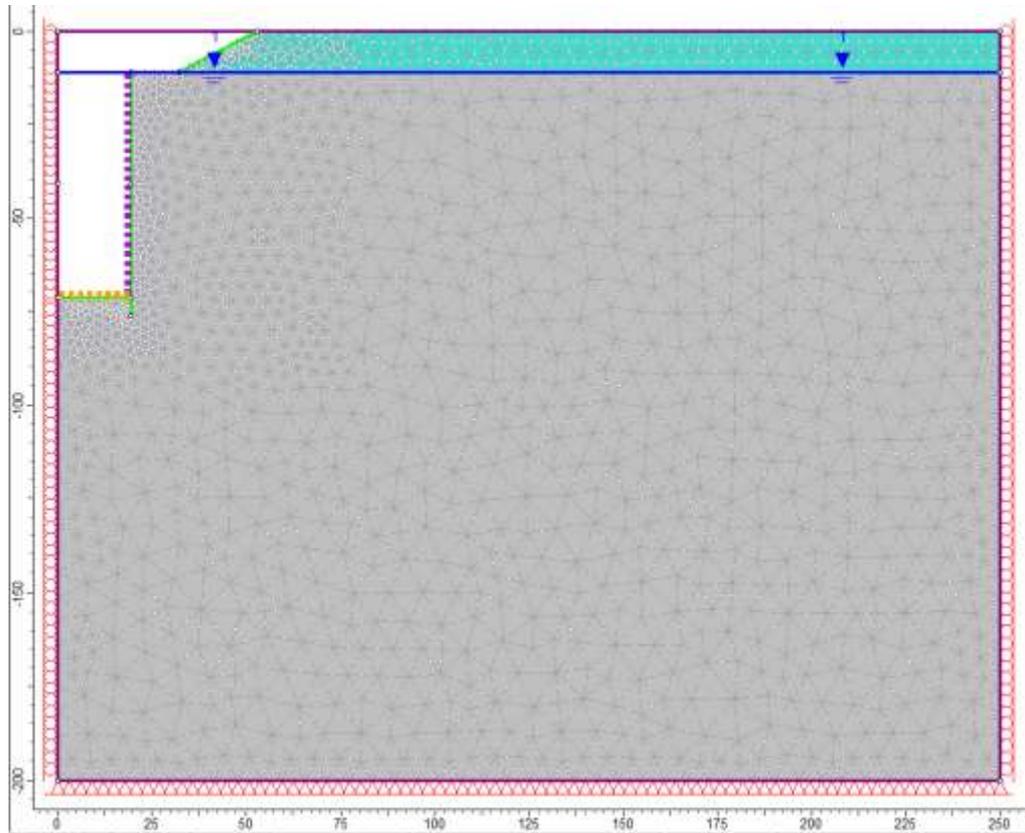


Figura 6.2 – Centrale in pozzo: Geometria del modello numerico per le analisi assialsimmetriche relativa all'ultimo step della simulazione

Le diverse fasi di analisi considerate sono:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo del piazzale per il raggiungimento della quota di testa pozzo
- STEP4 - Posa in opera delle pareti di rivestimento del pozzo
- STEP5 - Scavo del pozzo in un'unica fase
- STEP6 - Posa in opera del solettone di fondo.

I risultati dell'analisi numerica sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati per l'ultimo step di calcolo:

- l'estensione della fascia plastica (Figura 6.3)
- l'andamento dello spostamento orizzontale del terreno nell'intorno del pozzo (Figura 6.4)
- i diagrammi dello sforzo normale circonferenziale e del momento flettente circonferenziale agenti negli elementi di rivestimento (Figura 6.5).

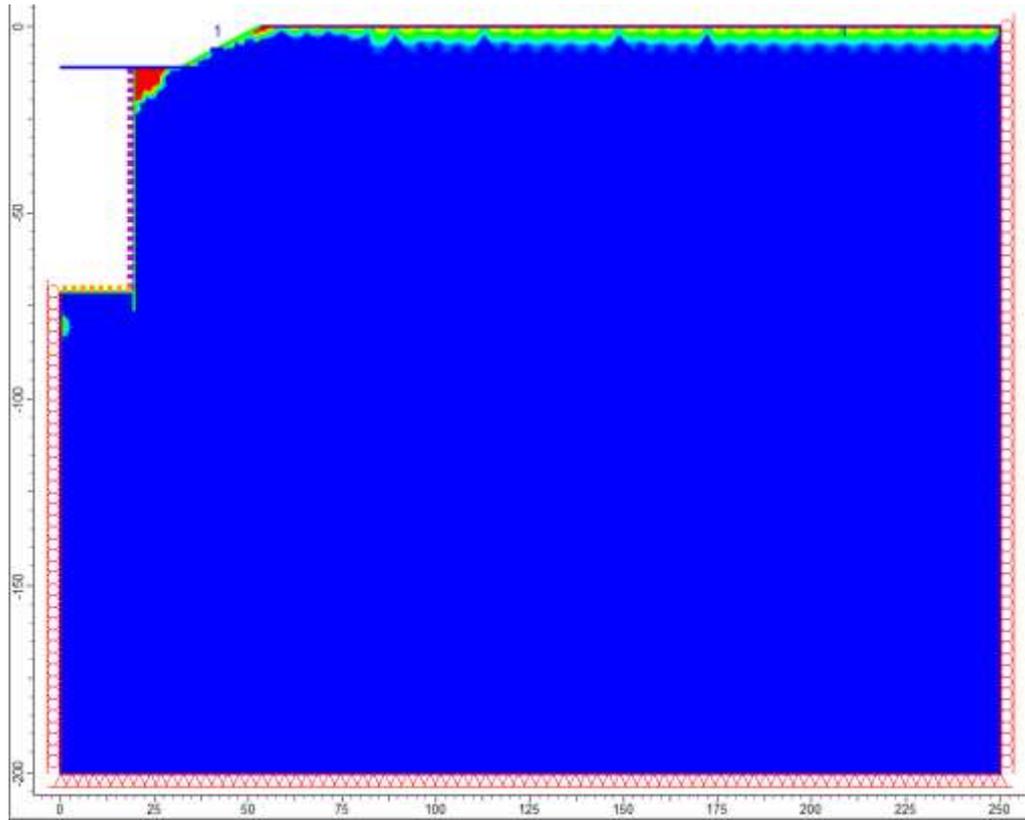


Figura 6.3 – Centrale in pozzo: estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi

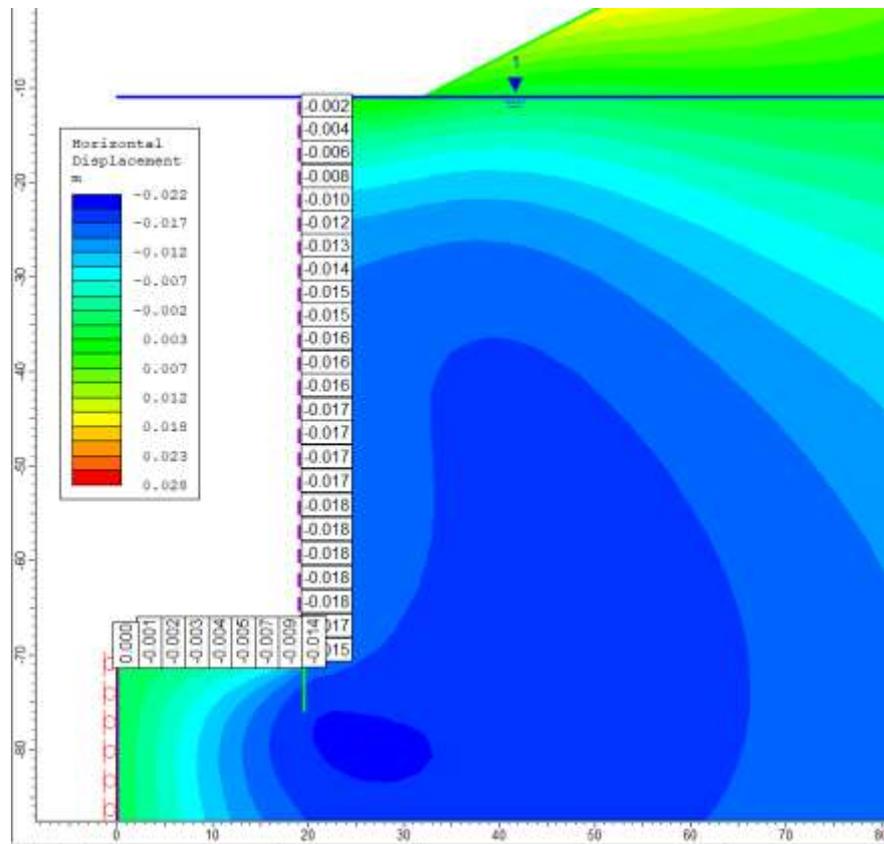


Figura 6.4 – Centrale in pozzo: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi

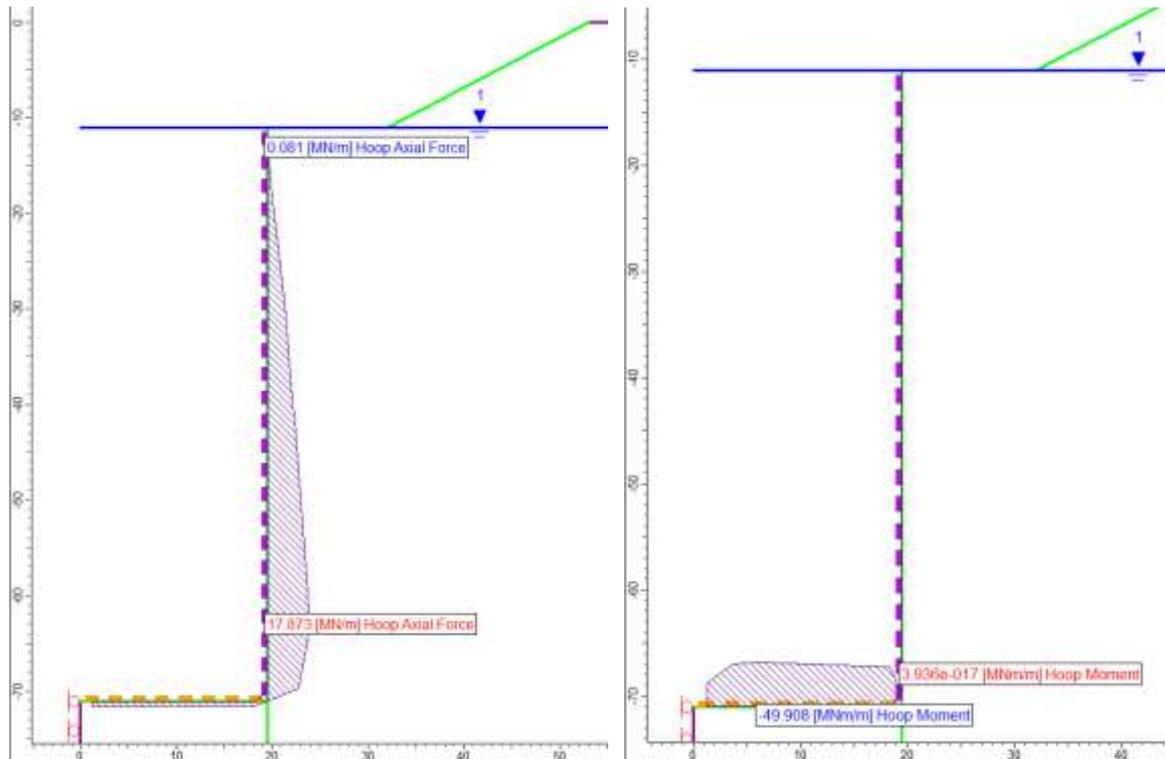


Figura 6.5 – Centrale in pozzo: sforzo normale circonferenziale e momento flettente circonferenziale all'ultimo step di analisi

Le immagini precedenti mostrano chiaramente come, nelle condizioni simulate, non si generino nel terreno delle zone plastiche rilevanti, l'unica zona plasticizzata risulta infatti localizzata in prossimità dell'estremità superiore del rivestimento.

Gli spostamenti massimi orizzontali calcolati in corrispondenza della parete del pozzo valgono 18 mm.

L'andamento dello sforzo normale circonferenziale evidenzia un picco pari a circa 18 MN, localizzato a circa 8 m di distanza dal fondo dello scavo. Raggiunto tale valore si osserva un decremento dello sforzo normale circonferenziale; tale decremento è dovuto alla presenza del solettone a fondo pozzo, che costituisce un irrigidimento per la struttura di rivestimento. Il momento flettente circonferenziale risulta nullo lungo le pareti del pozzo.

La Figura 6.6 seguente mostra un confronto tra lo sforzo normale valutato analiticamente e quello ottenuto per via numerica. Come si può osservare si ha un'ottima corrispondenza tra le due soluzioni a meno del tratto terminale dove come si è visto nella soluzione numerica si osserva un decremento dello sforzo dovuto alla presenza del terreno a fondo pozzo che di fatto irrigidisce la struttura.

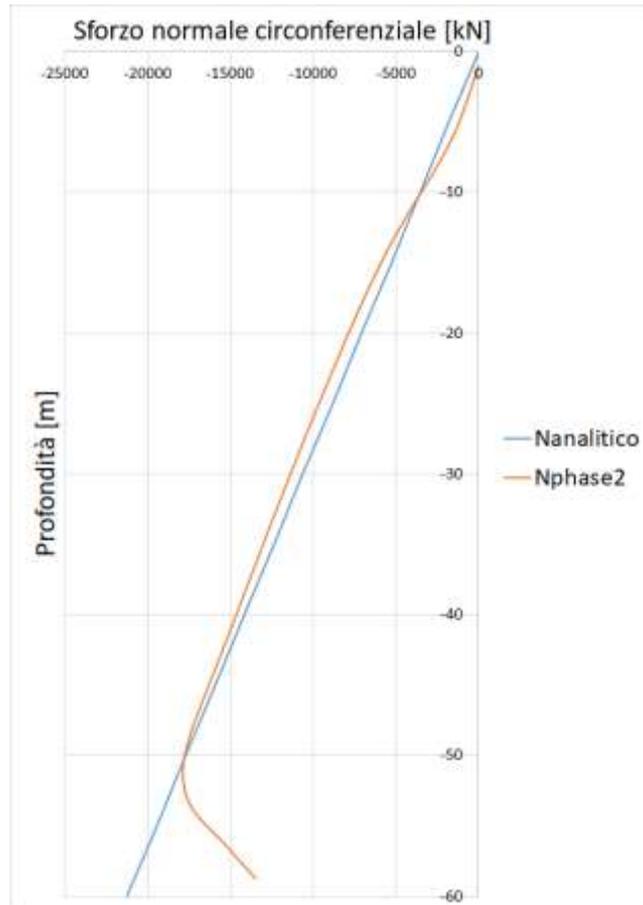


Figura 6.6 – Centrale in pozzo: confronto dello sforzo normale circonferenziale calcolato per via analitica e per via numerica

6.4 Modello numerico FEM piano dei due pozzi

Il passo successivo dell'analisi di predimensionamento delle strutture di sostegno dei pozzi che ospiteranno la centrale è stato quello di simulare in un modello ad elementi finiti il comportamento dei due pozzi secanti e la loro interazione con in terreno circostante.

Il modello ad elementi finiti impiegato (Figura 6.7) è di tipo bidimensionale ed è stato sviluppato, in condizioni di deformazione piana, su più sezioni orizzontali poste a diverse profondità. I modelli posti a diversa profondità risultano tra loro identici, differiscono solamente per le tensioni geostatiche imposte come condizione al contorno e per le proprietà geotecniche delle argille le quali risultano variabili con la profondità. Le condizioni di vincolo imposte sono costituite da cerniere applicate su tutti i bordi del modello.

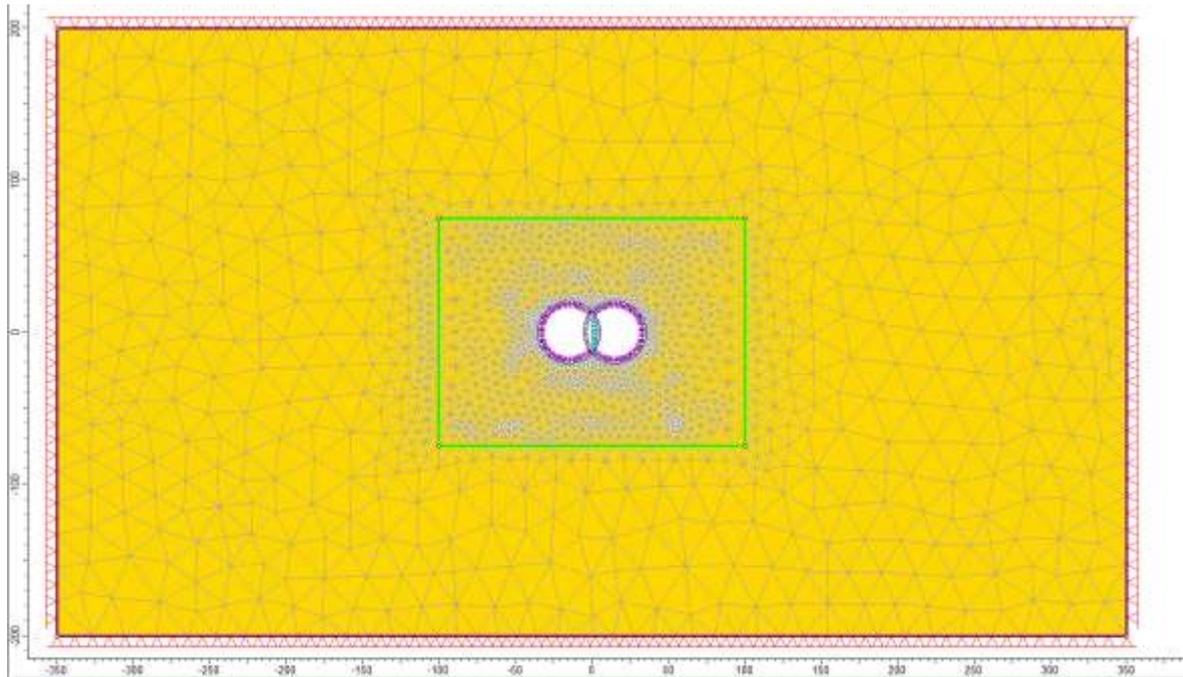


Figura 6.7 – Centrale in pozzo: Geometria del modello numerico per le analisi piane dei due pozzi relativa all'ultimo step della simulazione

Le diverse fasi di analisi considerate nelle analisi sono:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Posa in opera delle pareti di rivestimento del pozzo 1
- STEP4 - Scavo del pozzo 1 in un'unica fase
- STEP5 - Posa in opera delle pareti di rivestimento del pozzo 2 e del setto puntone
- STEP6 - Scavo del pozzo 2 in un'unica fase

Per facilitare il confronto con le soluzioni mostrate nei paragrafi precedenti si riportano di seguito i risultati dell'analisi numerica relativi al modello posto a 55 m di profondità² e nel dettaglio si riportano:

- l'estensione della fascia plastica (Figura 6.8)
- l'andamento dello spostamento orizzontale del terreno nell'intorno dei pozzi
- il diagramma della forza normale circonferenziale agente negli elementi di rivestimento e dello sforzo normale agente sul puntone (Figura 6.9)
- l'andamento del momento flettente circonferenziale agente negli elementi di rivestimento (Figure 6.10 e 6.11).

² Si è scelta tale profondità in quanto il modello piano alla profondità massima di 60 m non potrebbe tener conto della presenza del solettone di fondo.

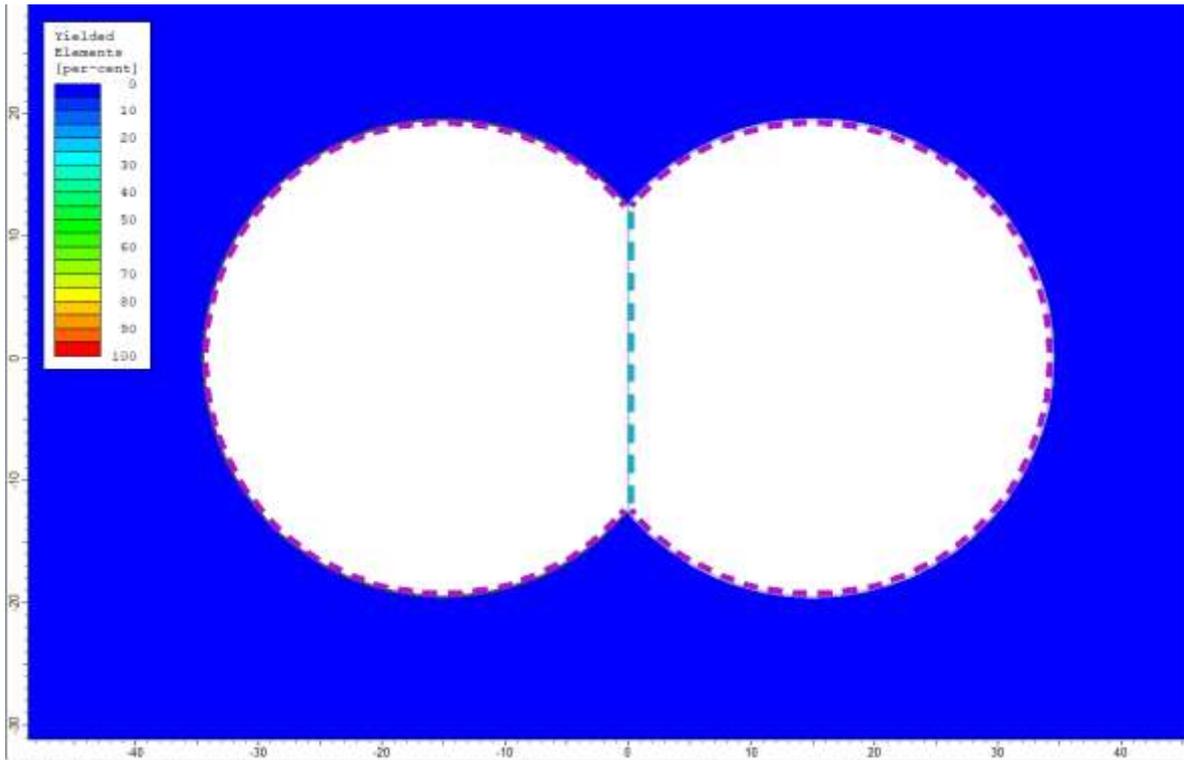


Figura 6.8 – Centrale in pozzo: estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi

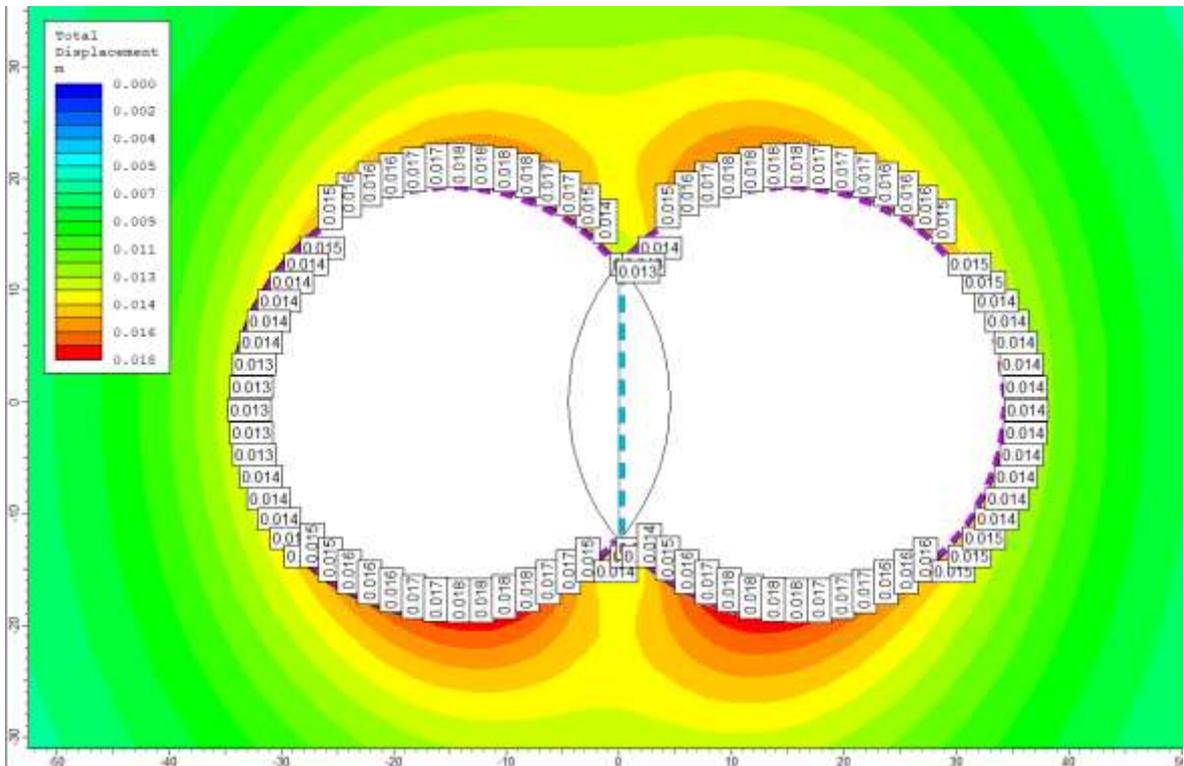


Figura 6.9 – Centrale in pozzo: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi

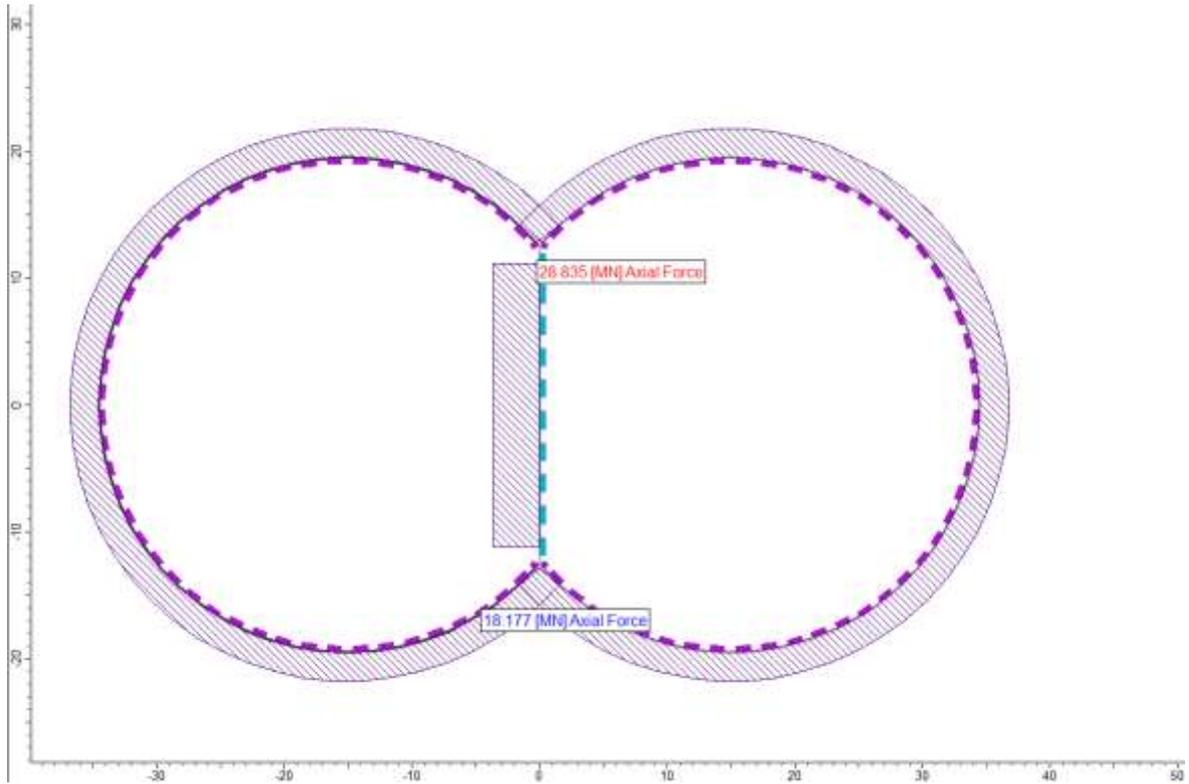


Figura 6.10 – Centrale in pozzo: sforzo normale circonferenziale e sforzo normale agente sul puntone all'ultimo step di analisi

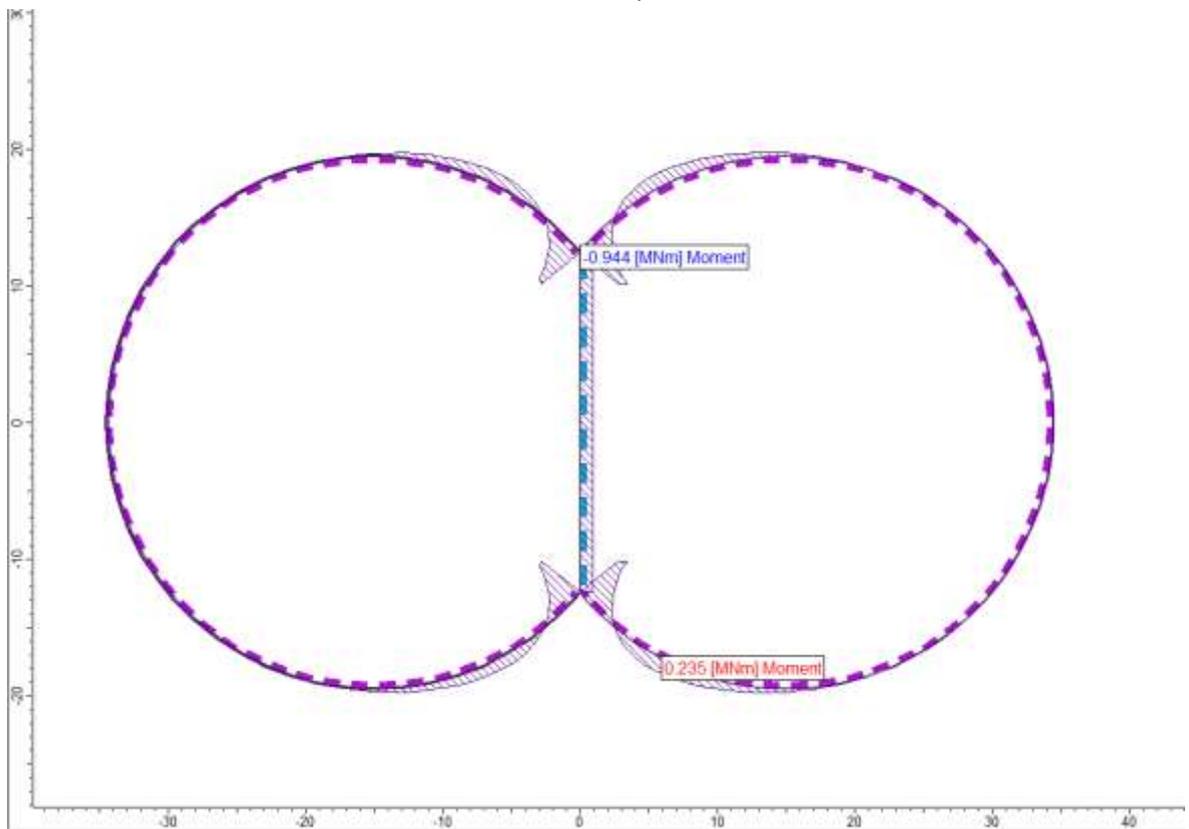


Figura 6.11 – Centrale in pozzo: momento flettente circonferenziale all'ultimo step di analisi

Le immagini precedenti mostrano chiaramente come ci sia un ottimo riscontro tra la soluzione ottenuta dalla simulazione in condizioni piane dei due pozzi e le simulazioni precedenti.

Si può osservare infatti come, nelle condizioni simulate, non si generino nel terreno delle zone plastiche rilevanti, coerentemente a quanto evidenziato dal modello assialsimmetrico del pozzo singolo.

Gli spostamenti orizzontali calcolati in corrispondenza della parete del pozzo variano tra un minimo di 13 mm ed un massimo di 18 mm, con i valori massimi orientati verso la zona di intersezione dei due pozzi. Tali valori risultano coerenti con quanto evidenziato dal modello assialsimmetrico del pozzo singolo.

Lo sforzo normale circonferenziale equivale a circa 18 MN, tale valore risulta ancora coerente con quanto evidenziato sia dal modello assialsimmetrico del pozzo singolo sia dalle valutazioni analitiche effettuate alla medesima profondità. Lo sforzo normale agente sul setto puntone equivale a circa 29 MN.

Il momento flettente circonferenziale, coerentemente a quanto evidenziato dal modello assialsimmetrico del pozzo singolo, risulta pressoché nullo lungo le pareti del pozzo con dei valori crescenti verso l'intersezione delle pareti con il setto-puntone dove il momento raggiunge un picco legato prevalentemente alle condizioni di spigolo del nodo in esame.

6.5 Modello numerico FEM tridimensionale dei due pozzi

L'ultimo step dell'analisi di predimensionamento delle strutture di sostegno dei pozzi che ospiteranno la centrale è stato quello di simulare, in un modello tridimensionale ad elementi finiti ed a carichi imposti, il comportamento strutturale dei due pozzi secanti e del setto-puntone al fine di eseguire delle verifiche di tipo strutturale sui principali elementi strutturali.

Tale modello simula in maniera diretta, tramite elementi a quattro nodi di tipo "plate" le pareti del rivestimento dei pozzi e del setto-puntone. L'interazione con il terreno circostante viene invece simulata attraverso le condizioni al contorno imposte al modello, le quali comprendo:

- condizioni di vincolo: come si è detto al paragrafo 156.1 della presente relazione sono costituite da dei carrelli orizzontali, applicati ai nodi posti alla base delle pareti, e da molle "compression-only" applicate sul contorno esterno del rivestimento ed agenti in direzione normale alla parete. La rigidità K_n attribuita alle molle è stata determinata

per via analitica ed il valore attribuito è stato confermato dalla risposta in termini deformativi tra il modello tridimensionale ed i modelli precedentemente descritti.

- condizioni di carico: i carichi esterni sono stati applicati agli elementi strutturali sotto forma di pressioni, carichi puntuali e forze di volume. L'analisi completa dei carichi viene riportata nel paragrafo seguente.

Il modello numerico, rappresentato nella Figura 6.12 seguente, simula il comportamento strutturale dell'opera completa. Come si è detto in precedenza in questa fase del progetto, avente per obiettivo il predimensionamento delle strutture, non si sono considerati nel modello numerico tridimensionale i seguenti aspetti:

- le fasi costruttive dell'opera
- la presenza del solettone di fondo
- la presenza dei solai di interpiano
- la presenza delle finestrate nel setto-puntone
- l'eventuale azione sismica.

Lo studio completo della geometria finale dell'opera viene dunque rimandato alle successive fasi di progetto.

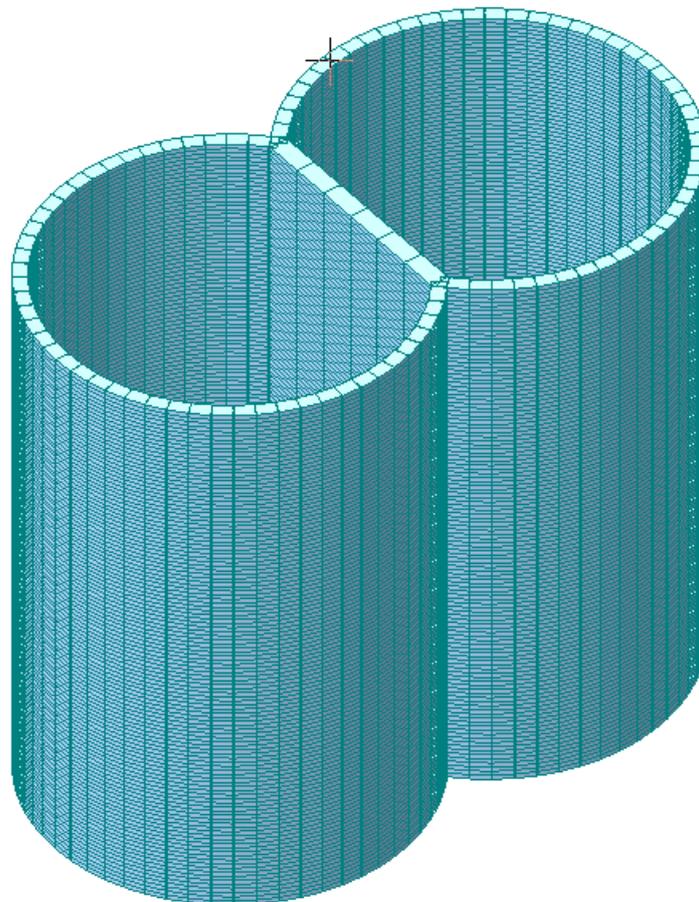


Figura 6.12 – Centrale in pozzo: Geometria del modello numerico per l'analisi tridimensionale dei due pozzi

6.5.1 *Analisi dei carichi*

In questo paragrafo vengono descritti i casi di carico elementari assunti durante le simulazioni numeriche ed impiegati per le verifiche di predimensionamento degli elementi strutturali.

Il modello numerico tridimensionale, a differenza dei modelli piani precedentemente illustrati, vede la possibilità di considerare dei casi di carico aggiuntivi rispetto al solo carico geostatico ed al peso proprio degli elementi stessi.

Sono stati considerati in particolare i seguenti casi di carico elementare i quali sono stati opportunamente combinati secondo quanto previsto dalla normativa vigente al fine di eseguire le verifiche strutturali.

6.5.1.1 Peso proprio (G1)

Il peso proprio della struttura viene assegnato automaticamente dal programma di calcolo in funzione della geometria degli elementi e dei rispettivi pesi specifici.

6.5.1.2 Spinta orizzontale geostatica (G2)

La spinta agente sul rivestimento, esercitata dal terreno in condizioni di riposo, è stata calcolata tenendo conto delle caratteristiche geotecniche del terreno ed assumendo un coefficiente di spinta a riposo K_0^* pari a 0.91. Per prendere in considerazione la spinta idrostatica dovuta alla presenza della falda, semplificando l'applicazione dei carichi, il valore del coefficiente K_0^* è stato determinato come rapporto tra la tensione geostatica orizzontale e quella verticale in termini di tensioni totali.

La pressione orizzontale del terreno σ_H genera sul rivestimento una pressione di tipo geostatico che può essere definita dai seguenti valori estremi:

- $\sigma_{H_0} = 0$ kPa
- $\sigma_{H_{-60}} = K_0 \times Z \times \gamma_t = 0.91 \times 60 \times 20 = 1092$ kPa.

6.5.1.3 Sovraccarico dovuto al carroponete (G3-G4)

Per il sollevamento del generatore (di peso 405 t e organo di presa di circa 40 t) durante le fasi di installazione e di manutenzione straordinaria dello stesso è presente un carroponete con SWL 450 t.

Dato il carico considerevole da sollevare e la dimensione eccezionale del pozzo (36 m di luce libera) è stato necessario avere un dimensionamento preliminare del carro ponte, al fine di conoscerne il peso e la posizione dei carichi trasmessi alle pareti del pozzo, data la vicinanza dei binari di corsa. Il calcolo preliminare ha permesso di definire la geometria del carro ponte e valutare le reazioni verticali per ciascuna delle 8 ruote di corsa, da impiegare per il dimensionamento delle opere civili di sostegno dei pozzi. Si riporta di seguito uno schema su cui sono illustrate le dimensioni di massima previste per il carro ponte.

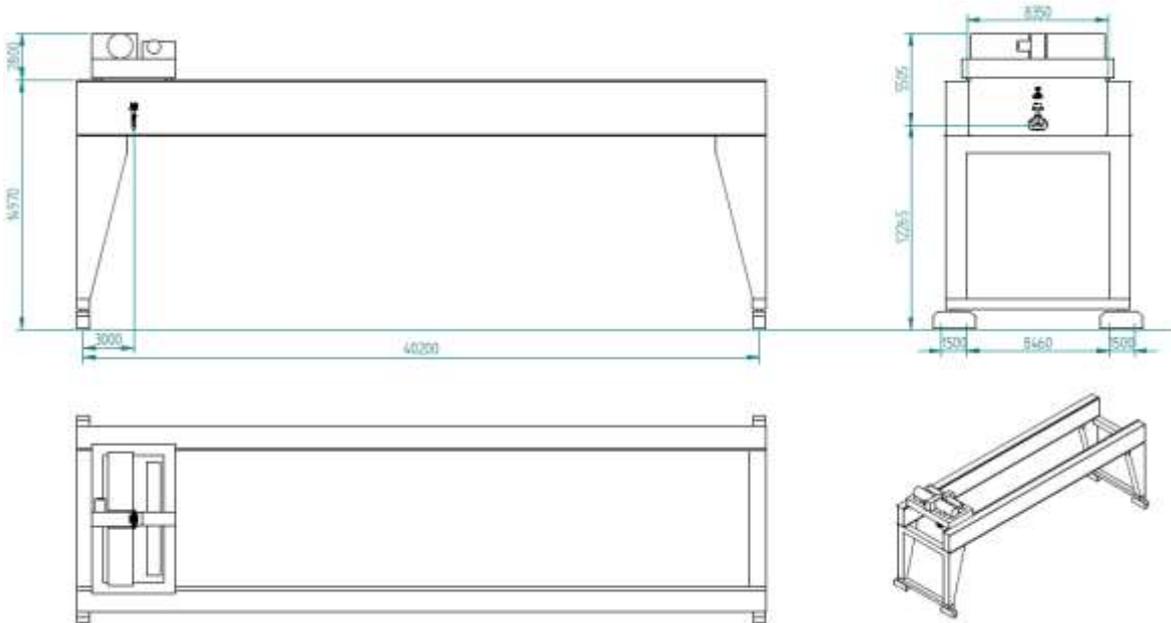


Figura 6.13 – Centrale in pozzo: geometria del carro ponte

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi del carro ponte redatta sulla base delle indicazioni date dal progettista:

- peso stimato carrello: 85 t
- peso stimato ciascuna trave: 120 t
- peso stimato ciascuna arcata+testata: 65 t
- peso stimato bilancino: 40 t
- portata complessiva carro ponte: 450 t

- massima reazione a ciascuna ruota: 170 t
- minima reazione a ciascuna ruota: 57 t.

Nelle simulazioni numeriche sono state considerate due differenti condizioni di carico relative alla posizione del carro ponte:

- condizione 1: il carro ponte si trova in corrispondenza del diametro di uno dei pozzi, come mostrato in Figura 6.14a. In questo caso vengono applicati sui nodi opportuni del

rivestimento dei carichi concentrati pari alla somma della reazioni delle due ruote affiancate.

- condizione 2: il carro ponte si trova in corrispondenza dell'intersezione dei due pozzi, come mostrato in Figura 6.14b. In questo caso data la distanza tra il punto di applicazione del carico e la parete del pozzo si è applicata alle pareti una sovraspinta orizzontale, calcolata analiticamente tramite la teoria di Boussinesq. La spinta applicata sarà dunque funzione sia del carico applicato sia della distanza tra il singolo nodo ed il punto di applicazione.

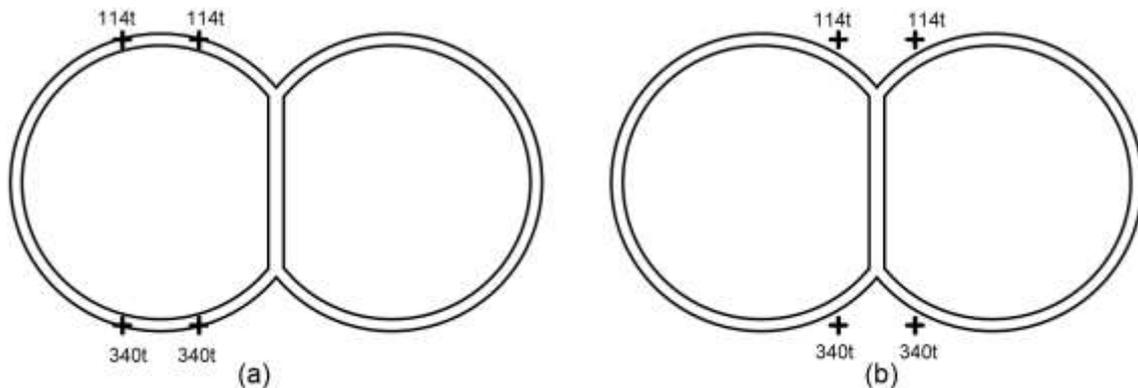


Figura 6.14 – Centrale in pozzo: condizioni di carico relative al carro ponte

6.5.1.4 Sovraccarico dovuto ai trasformatori (G5)

Il progetto dell'impianto prevede la posa dei due trasformatori, del peso stimato di 250 t ciascuno, in adiacenza ai pozzi che ospiteranno la centrale (Figura 6.15). Considerata la distanza dei trasformatori dalla parete del pozzo adiacente, si è considerato il carico dei trasformatori come un carico concentrato sul terreno in corrispondenza del baricentro di ciascun trasformatore e si è applicata alla parete una sovraspinta orizzontale, calcolata analiticamente tramite la teoria di Boussinesq. La spinta applicata sarà dunque funzione sia del carico applicato sia della distanza tra il singolo nodo ed il punto di applicazione.

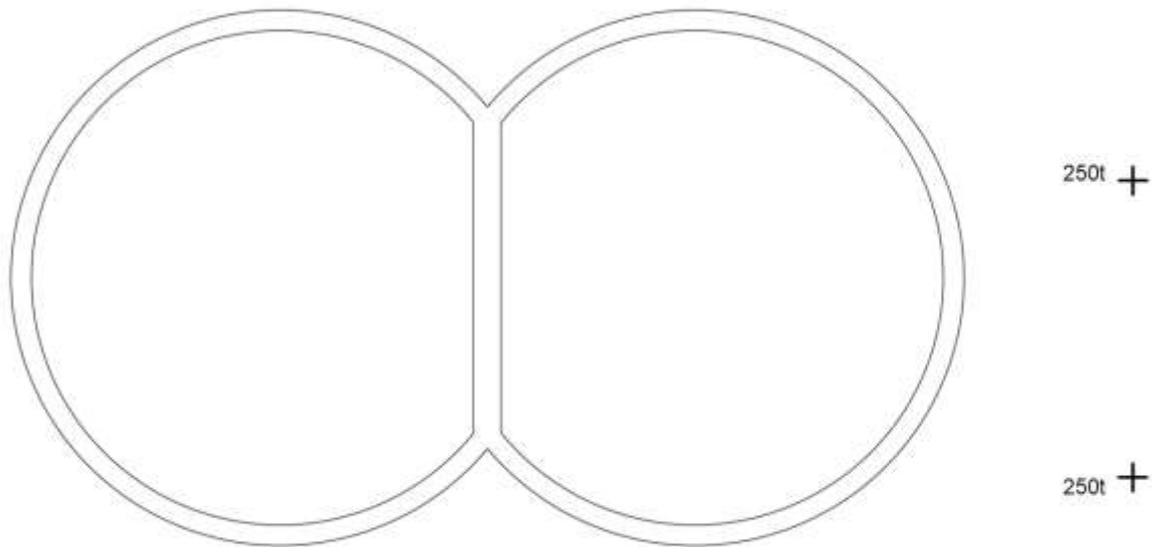


Figura 6.15 – Centrale in pozzo: condizione di carico relativa ai trasformatori

6.5.2 Combinazioni di carico

I carichi elementari sopra elencati sono stati combinati in funzione dell'approccio di verifica impiegato, utilizzando i relativi coefficienti di combinazione, secondo quanto indicato al Paragrafo 2.2.

Si riportano qui di seguito le Combinazioni di Carico (CC) dalle quali si sono dedotte, per mezzo di involuppi, le sollecitazioni di verifica.

Tabella 6.1 - Combinazioni di carico e coefficienti moltiplicativi G

Combinazioni	G1	G2	G3	G4	G5
SLU1	1.3	1.3	1.3	0	1.3
SLU2	1.3	1.3	0	1.3	1.3
SLE1	1	1	1	0	1
SLE2	1	1	0	1	1

6.5.3 Predimensionamento degli elementi strutturali: taratura del modello

Al fine di ottenere una sorta di validazione dei risultati ottenuti dalla simulazione numerica con il modello tridimensionale a carichi imposti è possibile effettuare un confronto tra i risultati ottenuti da quest'ultima analisi (considerando solamente il caso di carico relativo alla spinta orizzontale geostatica) ed i risultati ottenuti dalle analisi di livello 1, 2 e 3.

Si riportano di seguito:

- l'andamento dello spostamento orizzontale sul perimetro dei pozzi alla profondità di 55 m (Figura 6.16)
- il diagramma della forza normale circonferenziale agente negli elementi di rivestimento e dello sforzo normale agente sul puntone alla profondità di 55 m (Figura 6.17)
- l'andamento del momento flettente circonferenziale agente negli elementi di rivestimento alla profondità di 55 m (Figura 6.18).

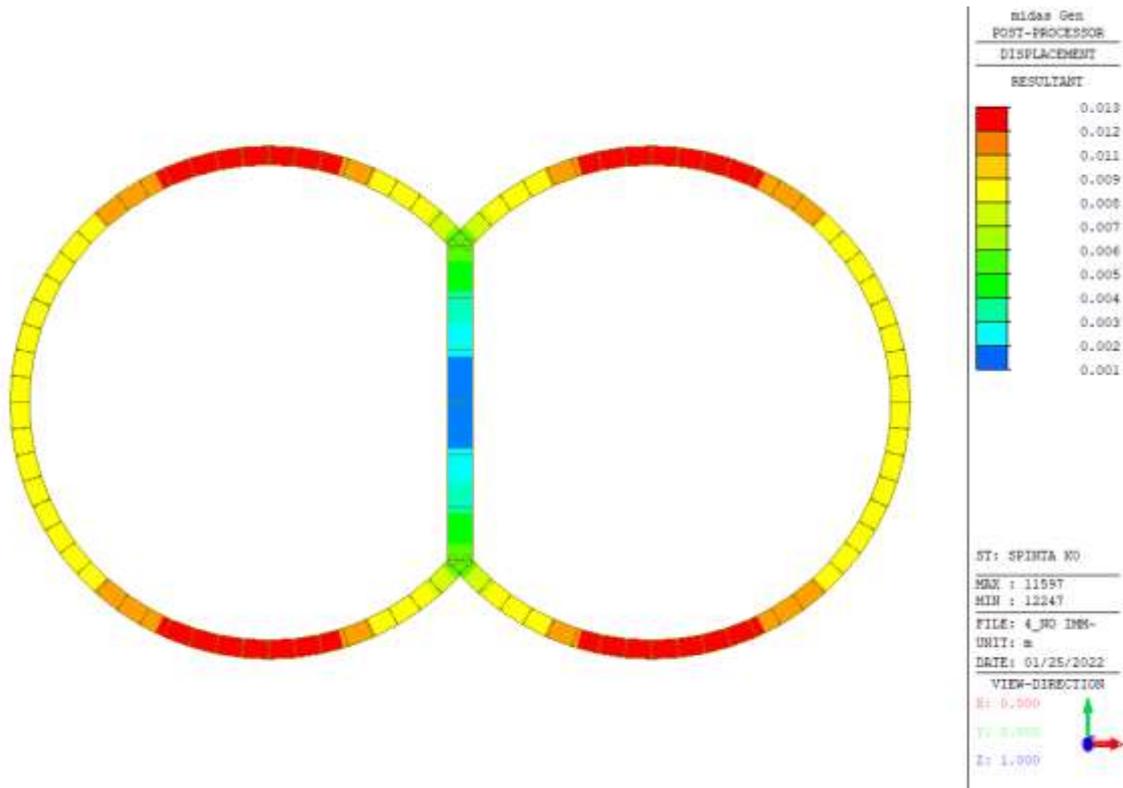


Figura 6.16 – Centrale in pozzo: spostamenti orizzontali nel modello 3D a -55 m

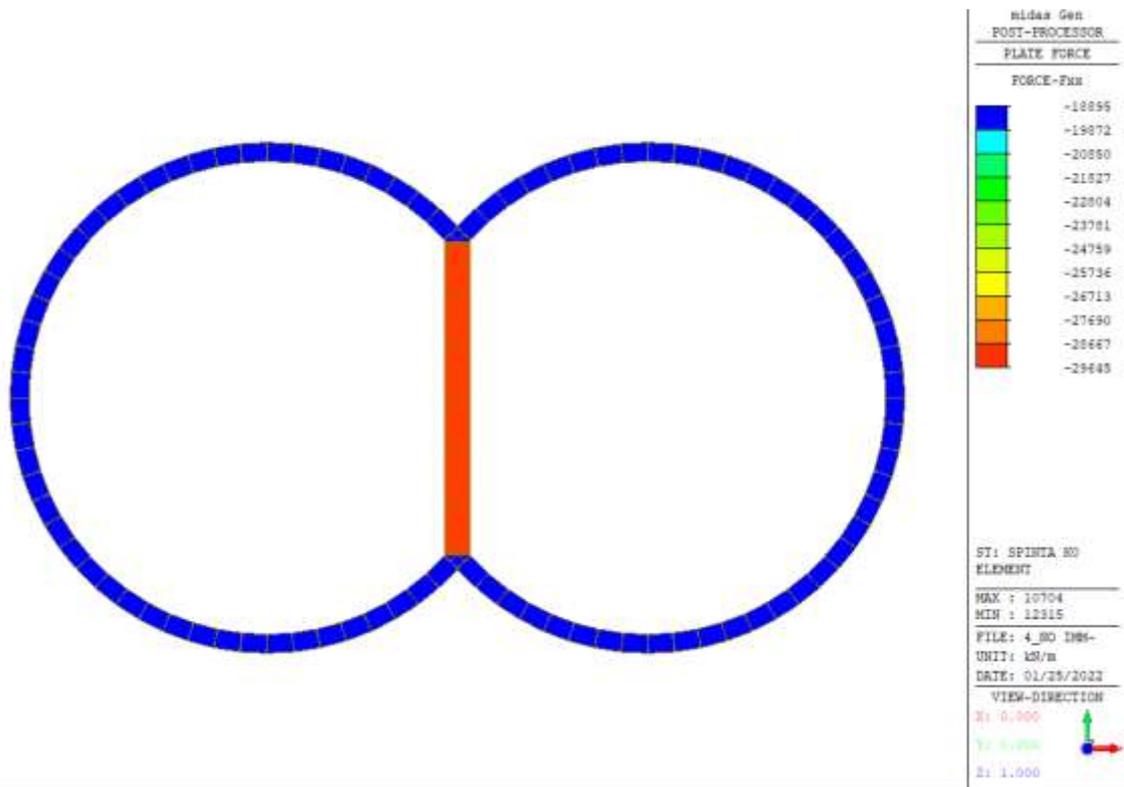


Figura 6.17 – Centrale in pozzo: sforzo normale circonferenziale e sforzo normale agente sul puntone nel modello 3D a -55 m

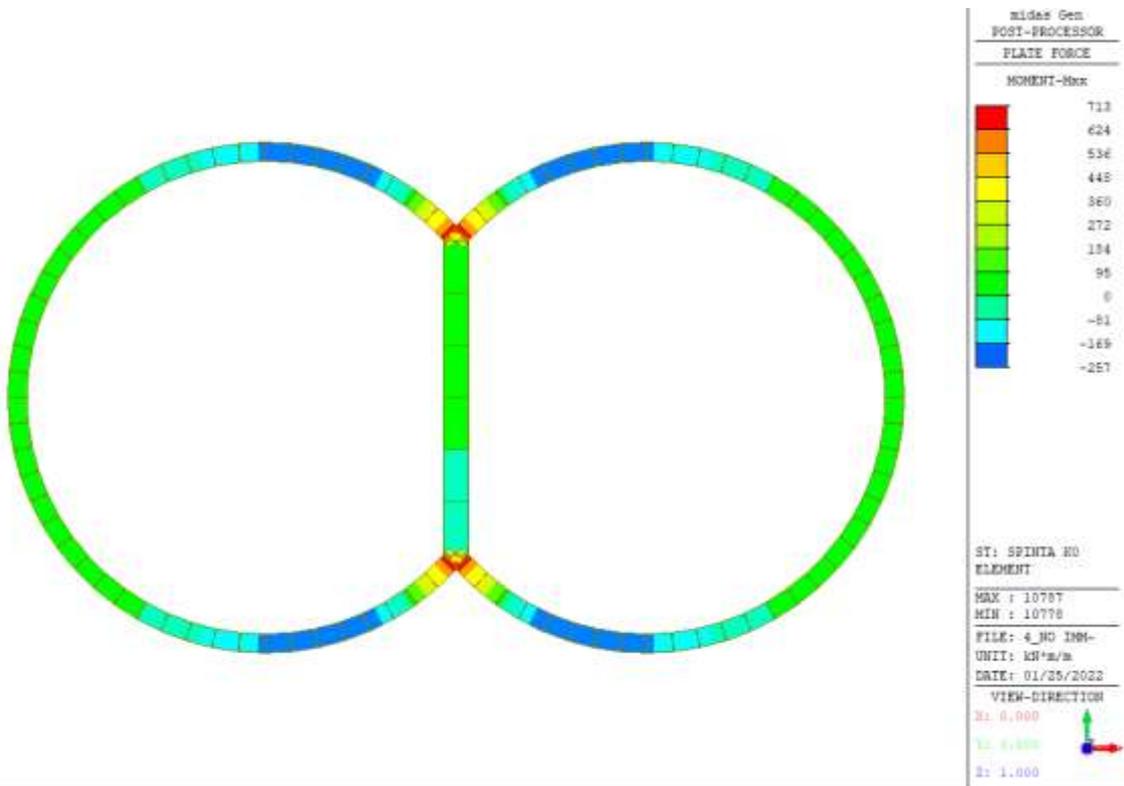


Figura 6.18 – Centrale in pozzo: momento flettente circonferenziale agente nel modello 3D a -55 m

Le immagini precedenti mostrano chiaramente come ci sia un ottimo riscontro tra la soluzione ottenuta dalla simulazione tridimensionale a carichi imposti dei due pozzi e le simulazioni precedenti. Per un più rapido confronto i risultati ottenuti vengono riepilogati nella Tabella 6.2 seguente.

Tabella 6.2 – Centrale in pozzo: confronto dei risultati per la taratura del modello tridimensionale

Z=-55 m	Soluzione analitica	Modello assialsimmetrico	Modello 2D orizzontale	Modello 3D
Spostamento massimo parete (mm)	-	18	18	13
Spostamento minimo parete (mm)	-	-	13	8
Sforzo normale circonferenziale (kN)	19460	17873	18177	18895
Sforzo normale Setto-puntone (kN)	-	-	28835	29645
Max momento flettente circonferenziale ³ (kNm)	-	-	235	257

È importante osservare inoltre come, al di là della convergenza dei singoli valori numerici mostrati nella tabella precedente, vi sia anche un'ottima corrispondenza sull'andamento degli spostamenti e delle sollecitazioni lungo le pareti.

6.5.4 Predimensionamento degli elementi strutturali: analisi dei risultati

Si riportano nelle figure seguenti:

- le sollecitazioni di calcolo per le due combinazioni di stato limite ultimo (Figure 6.19÷6.24)
- le deformazioni di calcolo per le due combinazioni di esercizio (Figure 6.25 e 6.26).

³ Viene trascurato il valore di picco in corrispondenza del nodo di spigolo e si considera quale valore massimo quello relativo alla parete nei pressi dell'intersezione dei due pozzi

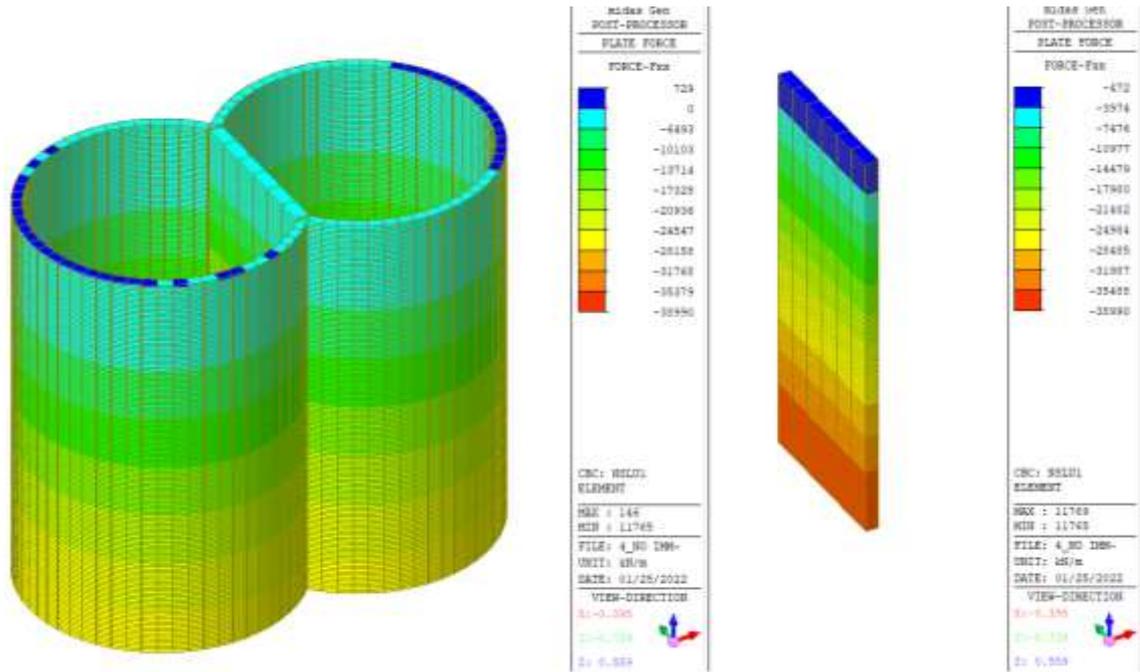


Figura 6.19 – Centrale in pozzo: sforzo normale circonferenziale e sforzo normale agente sul puntone (combinazione SLU1)

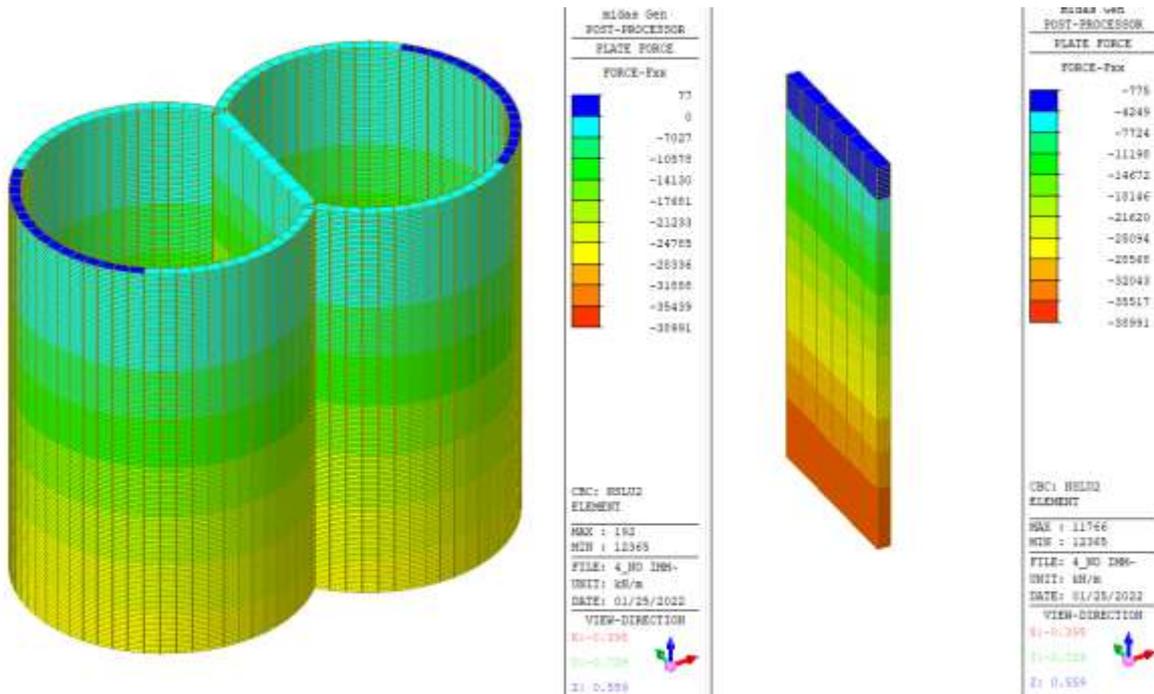


Figura 6.20 – Centrale in pozzo: sforzo normale circonferenziale e sforzo normale agente sul puntone (combinazione SLU2)

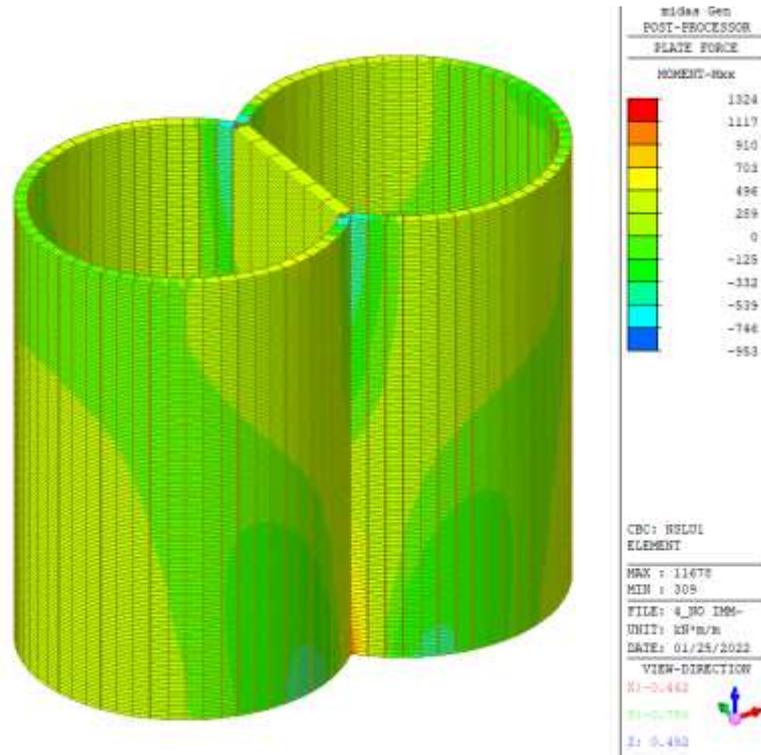


Figura 6.21 – Centrale in pozzo: momento flettente circonferenziale (combinazione SLU1) – i valori di picco, come per le analisi precedenti risultano localizzati sui nodi singoli in corrispondenza degli spigoli

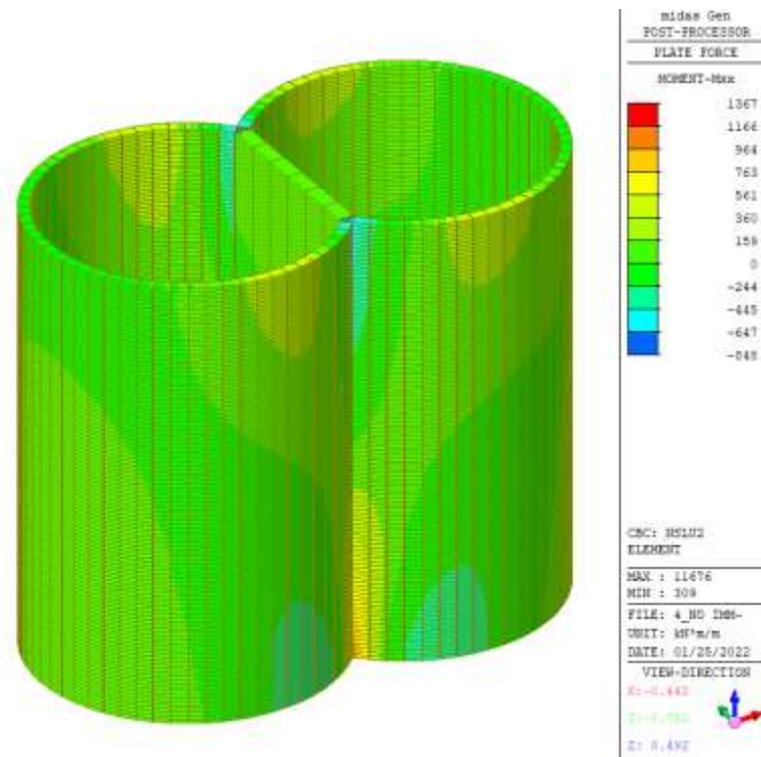


Figura 6.22 – Centrale in pozzo: momento flettente circonferenziale (combinazione SLU2) – i valori di picco, come per le analisi precedenti risultano localizzati sui nodi singoli in corrispondenza degli spigoli

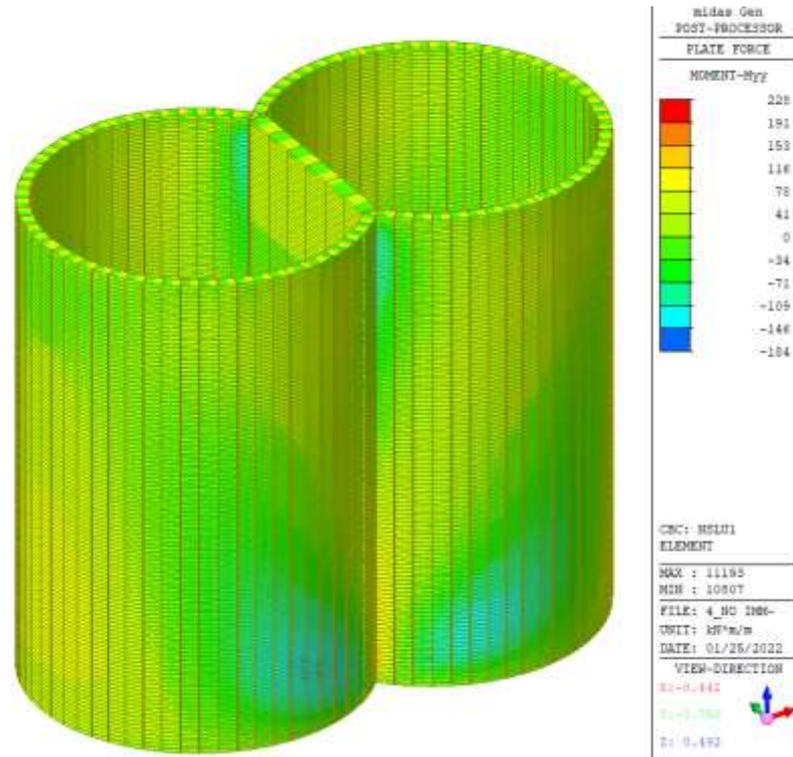


Figura 6.23 – Centrale in pozzo: momento flettente verticale (combinazione SLU1) – i valori di picco, come per le analisi precedenti risultano localizzati sui nodi singoli in corrispondenza degli spigoli

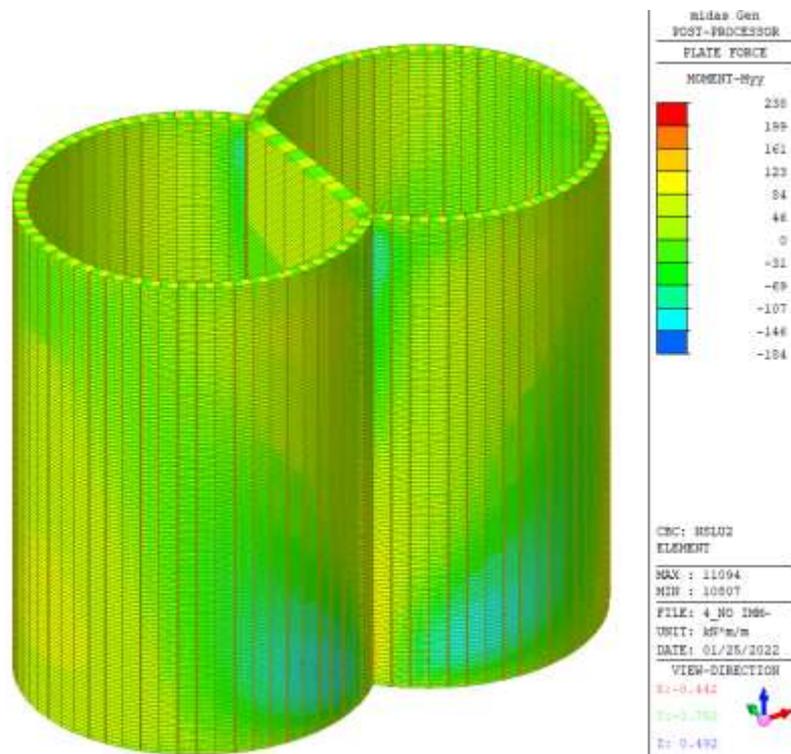


Figura 6.24 – Centrale in pozzo: momento flettente verticale (combinazione SLU2) – i valori di picco, come per le analisi precedenti risultano localizzati sui nodi singoli in corrispondenza degli spigoli

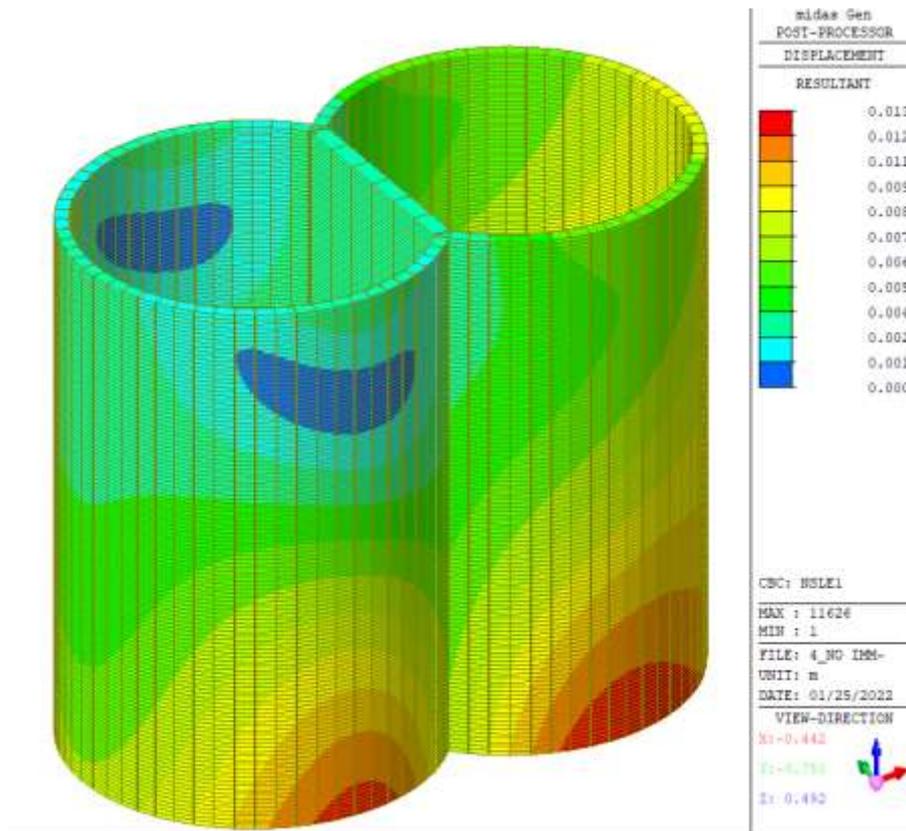


Figura 6.25 – Centrale in pozzo: spostamenti calcolati in esercizio (combinazione SLE1)

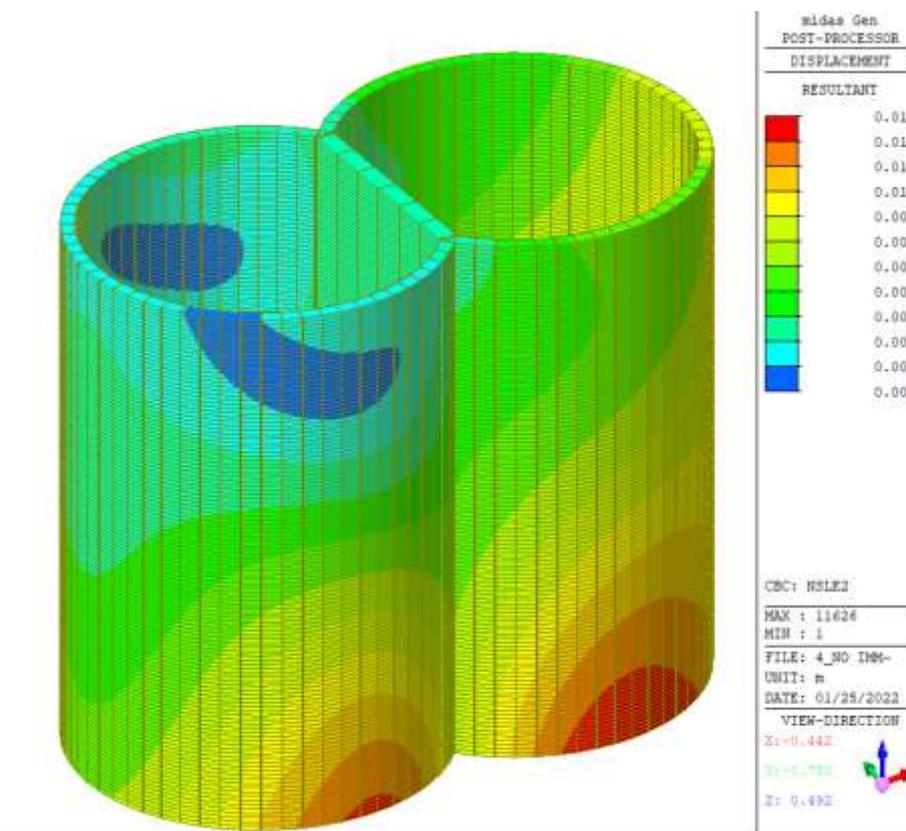


Figura 6.26 – Centrale in pozzo: spostamenti calcolati in esercizio (combinazione SLE2)

6.5.5 Predimensionamento degli elementi strutturali: verifiche strutturali

In considerazione dell'attuale livello di progettazione e dell'obiettivo prefissato, ossia di poter affermare la fattibilità tecnica dell'opera fornendo al contempo un predimensionamento dei principali elementi strutturali, le verifiche di sicurezza di tipo strutturale considerate pertinenti per il caso in esame sono:

- verifica delle tensioni massime di compressione raggiunte nel rivestimento allo SLU
- verifica dell'instabilità fuori piano del setto-puntone
- verifica della compatibilità delle tensioni massime di compressione in esercizio.

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche condotte.

6.5.5.1 Verifica delle tensioni massime di compressione raggiunte nel rivestimento allo SLU

Si riportano di seguito i diagrammi delle tensioni agenti nel rivestimento per le due combinazioni di Stato Limite Ultimo (Figure 6.27 e 6.28).

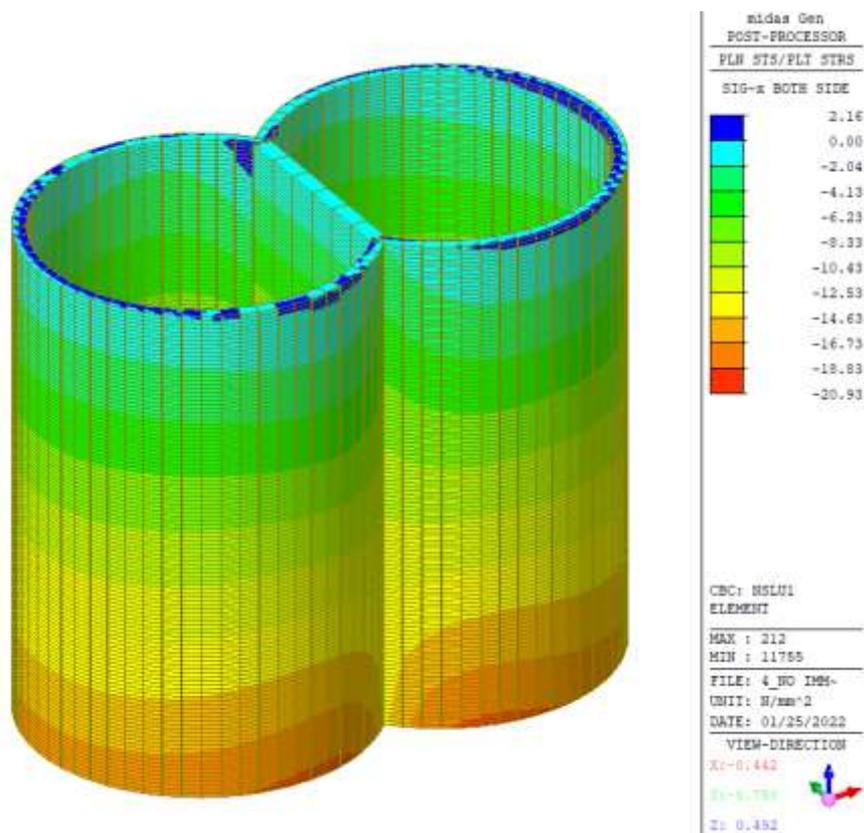


Figura 6.27 – Centrale in pozzo: tensioni agenti sul rivestimento (combinazione SLU1)

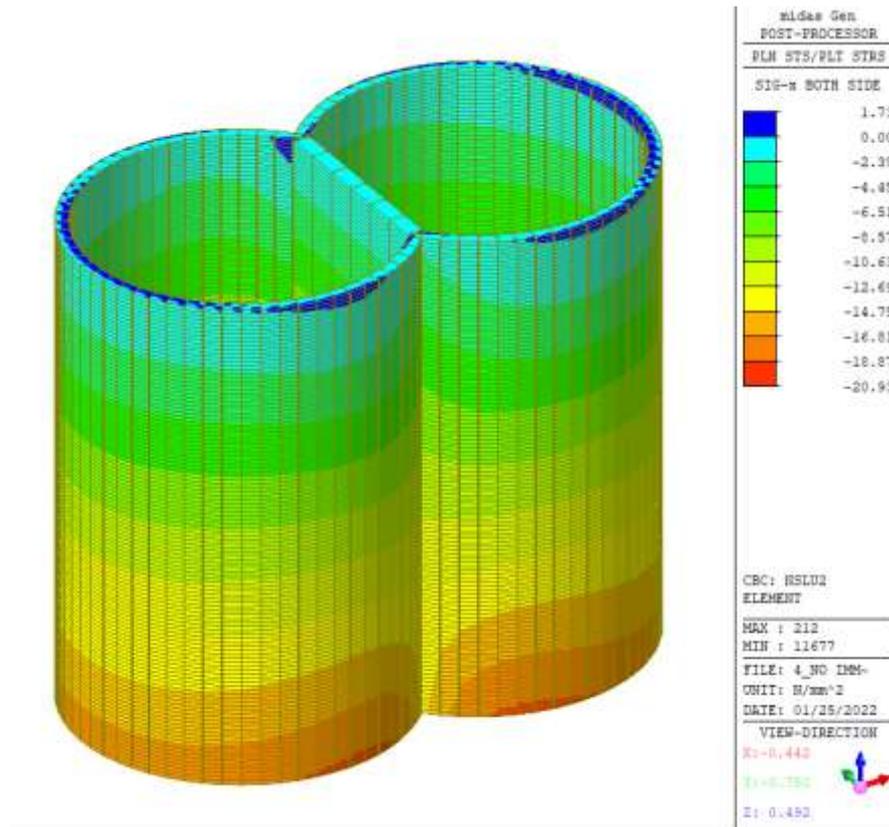


Figura 6.28 – Centrale in pozzo: tensioni agenti sul rivestimento (combinazione SLU2)

Come si può osservare, in entrambi i casi, le strutture risultano pressoché interamente compresse, ad eccezione di alcuni elementi nel bordo superiore dei pozzi in cui si hanno delle leggere tensioni di trazione. La massima tensione di compressione risulta pari a 20.93 MPa, la quale è inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione f_{cd} che per un calcestruzzo di classe C40/50 vale 22.66 MPa. La verifica risulta pertanto superata.

6.5.5.2 Verifica dell'instabilità fuori piano del setto-puntone

La verifica di instabilità viene condotta in via approssimata sul setto-puntone tramite il software Midas Gen 2020 ed in applicazione delle NTC 2018.

La verifica viene condotta su una striscia orizzontale di parete di altezza pari ad 1 metro e soggetta, cautelativamente, al massimo sforzo normale di compressione agente sul setto, pari a circa 39 MN.

Come riportato sulle NTC 2018 le verifiche di stabilità degli elementi snelli devono essere condotte attraverso un'analisi del secondo ordine che tenga conto degli effetti flessionali delle azioni assiali sulla configurazione deformata degli elementi stessi. In via ap-

prossimata gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza λ non supera il valore limite:

$$\lambda_{lim} = \frac{25}{\sqrt{v}}$$

dove:

$v = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$ è l'azione assiale adimensionalizzata.

La snellezza λ è calcolata come rapporto tra la lunghezza libera di inflessione, l_0 , ed il raggio d'inerzia, i , della sezione di calcestruzzo non fessurato:

$$\lambda = l_0 / i$$

dove in particolare l_0 va definita in base ai vincoli d'estremità ed all'interazione con eventuali elementi contigui; nel caso in esame il setto viene considerato doppiamente incastrato alle estremità e pertanto si ha $l_0=l/2$.

Si riporta di seguito un estratto del report di verifica del software Midas Gen relativo alla verifica di instabilità. Come si può osservare la snellezza λ risulta pari a 21.651 ed è inferiore alla snellezza limite $\lambda_{lim}=26.954$. Poiché l'elemento compresso risulta essere non snello gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

(). Check slenderness ratios of frame.

- Slenderness ratio limits.

$$n = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 0.8603$$

$$SR = 25/\sqrt{n} = 26.954$$

- Radii of gyration.

$$i = B_c / \text{SQRT}(12) = 0.577 \text{ m.}$$

- Unbraced lengths.

$$L_0 = 12.500 \text{ m.}$$

- Effective length factors.

$$K = 1.000$$

- SLEN = $K \cdot L_0 / i = 21.651 < SR \rightarrow$ NOT SLENDER.

6.5.5.3 Verifica della compatibilità delle tensioni massime di compressione in esercizio.

Come prescritto dalle NTC 2018 la massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente}$$

Si riportano di seguito i diagrammi delle tensioni agenti nel rivestimento per le due combinazioni di Stato Limite di Esercizio (Figure 6.29 e 6.30).

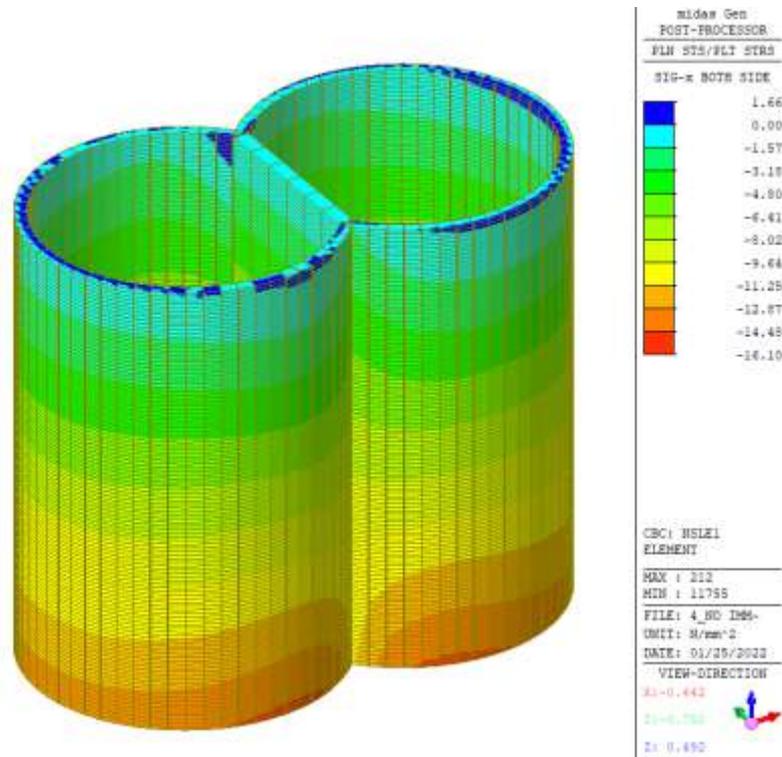


Figura 6.29 – Centrale in pozzo: tensioni agenti sul rivestimento (combinazione SLE1)

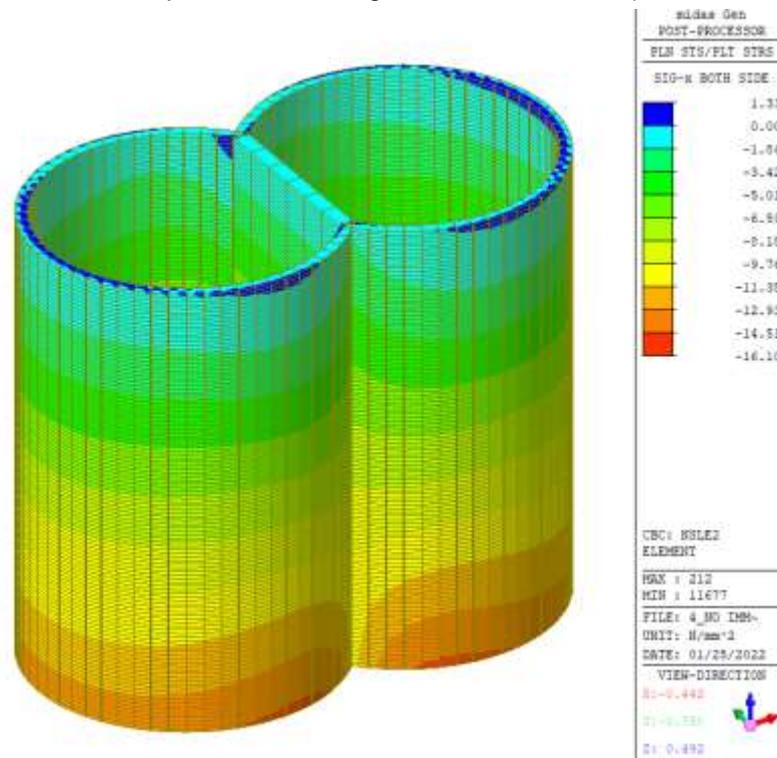


Figura 6.30 – Centrale in pozzo: tensioni agenti sul rivestimento (combinazione SLE2)

Come si può osservare, in entrambi i casi, le strutture risultano pressoché interamente compresse, ad eccezione di alcuni elementi nel bordo superiore dei pozzi in cui si hanno delle leggere tensioni di trazione. La massima tensione di compressione in esercizio risulta pari a 16.10 MPa. La resistenza caratteristica a compressione f_{ck} per un calcestruzzo di classe C40/50 vale 40 MPa. Il limite massimo ammesso per la tensione di compressione in condizioni quasi permanenti risulta pari a 18 MPa e pertanto la verifica risulta superata.

7. POZZI MINORI

Nel presente capitolo vengono dapprima descritte le strategie di analisi impiegate per le simulazioni numeriche e le caratteristiche dei modelli realizzati per il predimensionamento dei rivestimenti dei rimanenti pozzi previsti dal progetto. Successivamente vengono illustrati i principali risultati ottenuti dalle simulazioni condotte e gli esiti delle verifiche strutturali eseguite.

7.1 Generalità

In considerazione della minor complessità delle strutture in oggetto rispetto a quanto illustrato per il pozzo che ospiterà la centrale la strategia di analisi si è arrestata in questo caso al livello 3, il quale si è rivelato sufficiente per poter affermare la fattibilità tecnica delle opere e permettere il predimensionamento dei rivestimenti. In particolare, la sequenza di calcolo impiegata si compone dei seguenti livelli:

1. valutazione analitica dello sforzo normale circonferenziale agente su ciascun pozzo;
2. modello numerico bidimensionale agli elementi finiti in condizioni di assialsimmetria di ciascun pozzo;
3. modello numerico bidimensionale agli elementi finiti di una sezione orizzontale di ciascun pozzo.

Le specifiche relative ai calcoli effettuati in ciascuno dei tre livelli restano invariate rispetto a quanto descritto al Paragrafo 6.1, al quale si rimanda per ulteriori approfondimenti.

Nei paragrafi successivi si riporta una breve sintesi dei principali risultati ottenuti dalle analisi effettuati ed i risultati delle verifiche condotte per ciascuna opera.

7.2 Opera di presa al bacino di monte

Si riportano di seguito i calcoli di progetto e verifica effettuati per il pozzo all'opera di presa di monte.

7.2.1 Valutazione analitica dello sforzo normale circonferenziale agente sul pozzo

La valutazione analitica dello sforzo normale agente sul rivestimento del pozzo è stata effettuata secondo i medesimi criteri illustrati al Paragrafo 6.2.

Si riporta in Figura 7.1 l'andamento dello sforzo normale circonferenziale lungo le pareti del pozzo, calcolato per via analitica con la formula di Mariotte; la profondità 0 è riferita alla quota di testa pozzo. Come si può osservare, alla profondità massima di 75 m si ottiene uno sforzo normale circonferenziale pari a circa 6.5 MN.

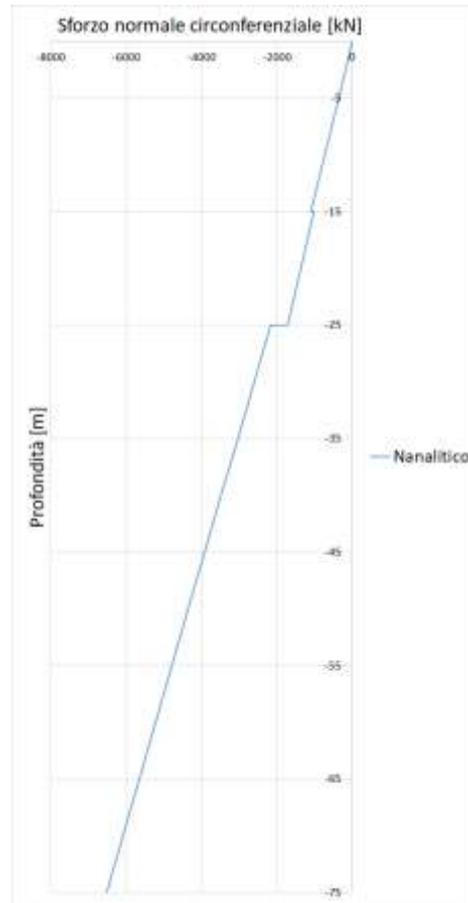


Figura 7.1 – Opera di presa: sforzo normale circonferenziale calcolato per via analitica lungo le pareti del pozzo

7.2.2 Modello numerico FEM assialsimmetrico

Il passo successivo dell'analisi di predimensionamento delle strutture di sostegno del pozzo è stato quello di simulare in un modello ad elementi finiti il comportamento della struttura e la sua interazione con in terreno circostante.

Il modello ad elementi finiti impiegato (Figura 7.2) è di tipo bidimensionale ed è stato sviluppato in condizioni di assialsimmetria. Le condizioni di vincolo imposte sono costituite da cerniere sul bordo inferiore e da carrelli verticali sui bordi laterali.

La stratigrafia di analisi riproduce quanto illustrato al Paragrafo 5.1.

La quota della falda è stata ipotizzata coincidente con il tetto dello strato di limo con argilla.

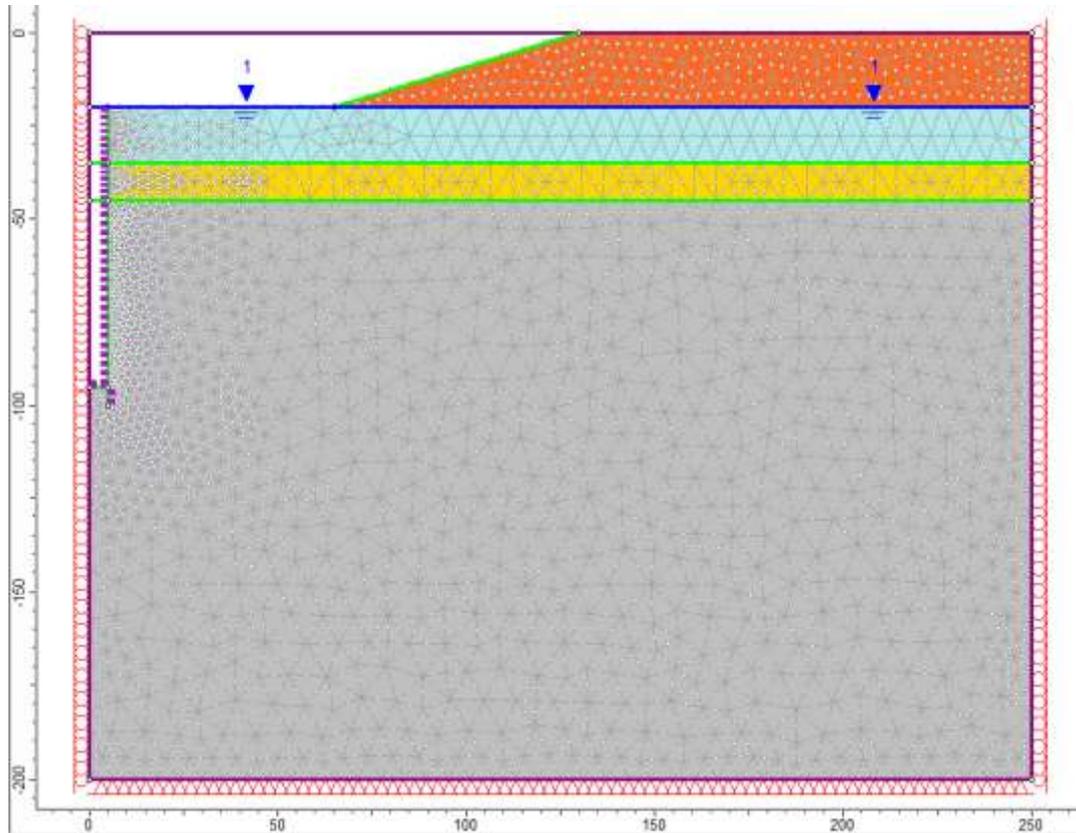


Figura 7.2 – Pozzo opera di presa: Geometria del modello numerico per le analisi assialsimmetriche relativa all'ultimo step della simulazione

Le diverse fasi di analisi considerate sono:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo del bacino fino al raggiungimento della quota di testa pozzo
- STEP4 - Posa in opera delle pareti di rivestimento del pozzo
- STEP5 - Scavo del pozzo in un'unica fase
- STEP6 - Posa in opera del solettone di fondo

I risultati dell'analisi numerica sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati per l'ultimo step di calcolo:

- l'estensione della fascia plastica (Figura 7.3)
- l'andamento dello spostamento orizzontale del terreno nell'intorno del pozzo (Figura 7.4)
- i diagrammi dello sforzo normale circonferenziale e del momento flettente circonferenziale agenti negli elementi di rivestimento (Figura 7.5).

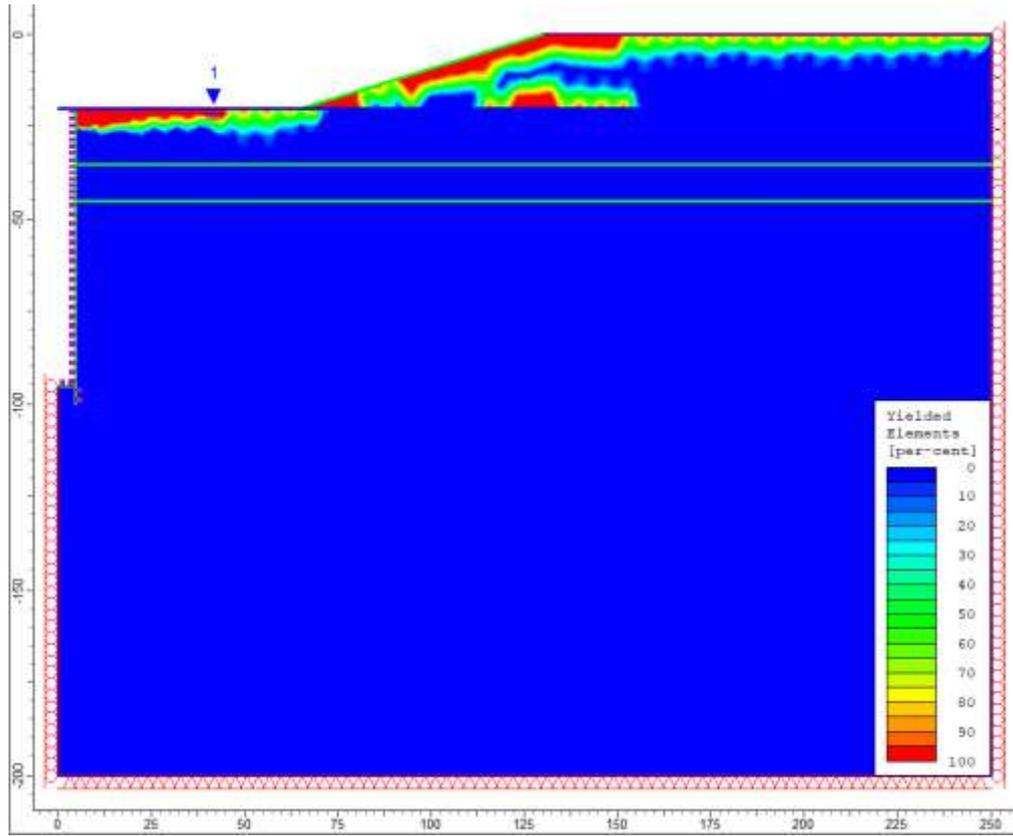


Figura 7.3 – Pozzo opera di presa: estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi

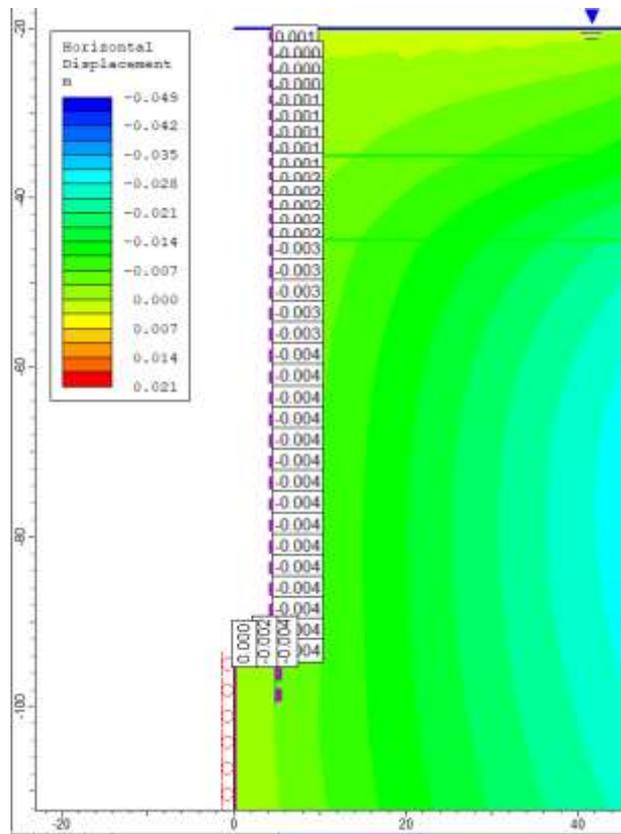


Figura 7.4 – Pozzo opera di presa: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi

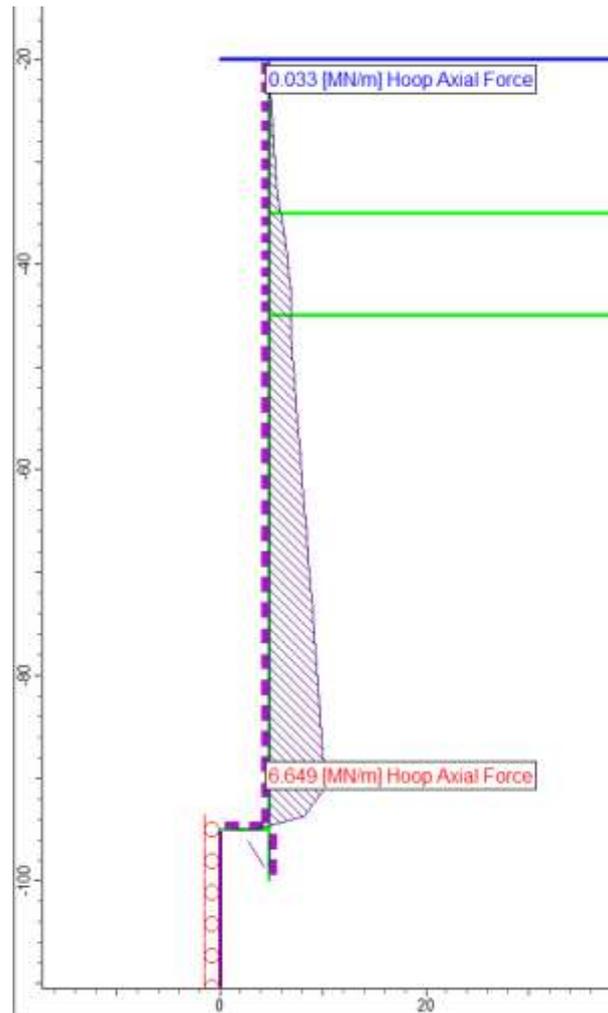


Figura 7.5 – Pozzo opera di presa: sforzo normale circonferenziale step di analisi

Le immagini precedenti mostrano chiaramente come, nelle condizioni simulate, non si generino nel terreno delle zone plastiche rilevanti, le uniche zone plasticizzate risultano infatti localizzate in prossimità del piano campagna e del pendio.

Gli spostamenti massimi orizzontali calcolati in corrispondenza della parete del pozzo valgono 4 mm.

L'andamento dello sforzo normale circonferenziale evidenzia un picco pari a circa 6.65 MN, localizzato a circa 6 m di distanza dal fondo dello scavo. Raggiunto tale valore si osserva un decremento dello sforzo normale circonferenziale; tale decremento potrebbe essere dovuto alla presenza del solettone di fondo che costituisce un irrigidimento per la struttura di rivestimento. Il momento flettente circonferenziale risulta nullo lungo le pareti del pozzo.

La Figura 7.6 seguente mostra un confronto tra lo sforzo normale valutato analiticamente e quello ottenuto per via numerica. Come si può osservare si ha una buona corrispondenza tra le due soluzioni. Le uniche differenze osservabili riguardano:

- lo strato di sabbie interposto tra lo strato di limo e quello di argilla: il differente comportamento può essere legato al fatto che la soluzione analitica calcola lo sforzo normale circonferenziale unicamente come prodotto tra la tensione geostatica ed il raggio del pozzo, mentre la soluzione numerica considera anche l'interazione con terreno e la differente deformabilità degli strati che lo compongono;
- il tratto terminale dove come si è visto nella soluzione numerica si osserva un decremento dello sforzo dovuto alla presenza del terreno a fondo pozzo.

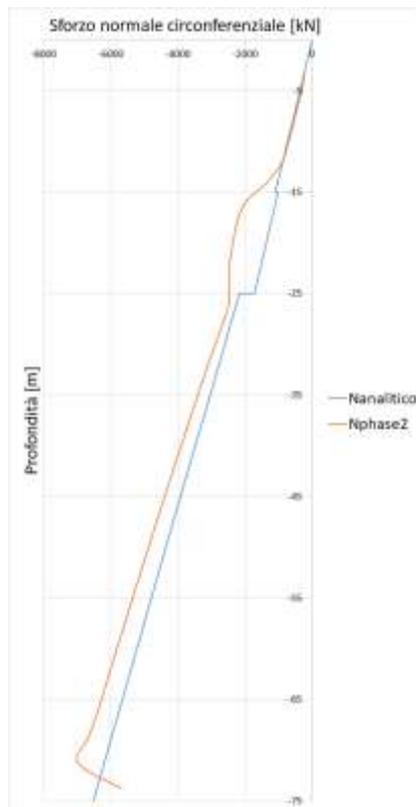


Figura 7.6 – Pozzo opera di presa: confronto dello sforzo normale circonferenziale calcolato per via analitica e per via numerica

7.2.3 Modello numerico FEM piano del pozzo

Il modello ad elementi finiti impiegato (Figura 7.7) è di tipo bidimensionale ed è stato sviluppato, in condizioni di deformazione piana, su più sezioni orizzontali poste a diverse profondità. I modelli posti a diversa profondità risultano tra loro identici, differiscono solamente per le tensioni geostatiche imposte come condizione al contorno e per le proprietà geotecniche delle argille le quali risultano variabili con la profondità. Le condizioni di vincolo imposte sono costituite da cerniere applicate su tutti i bordi del modello.

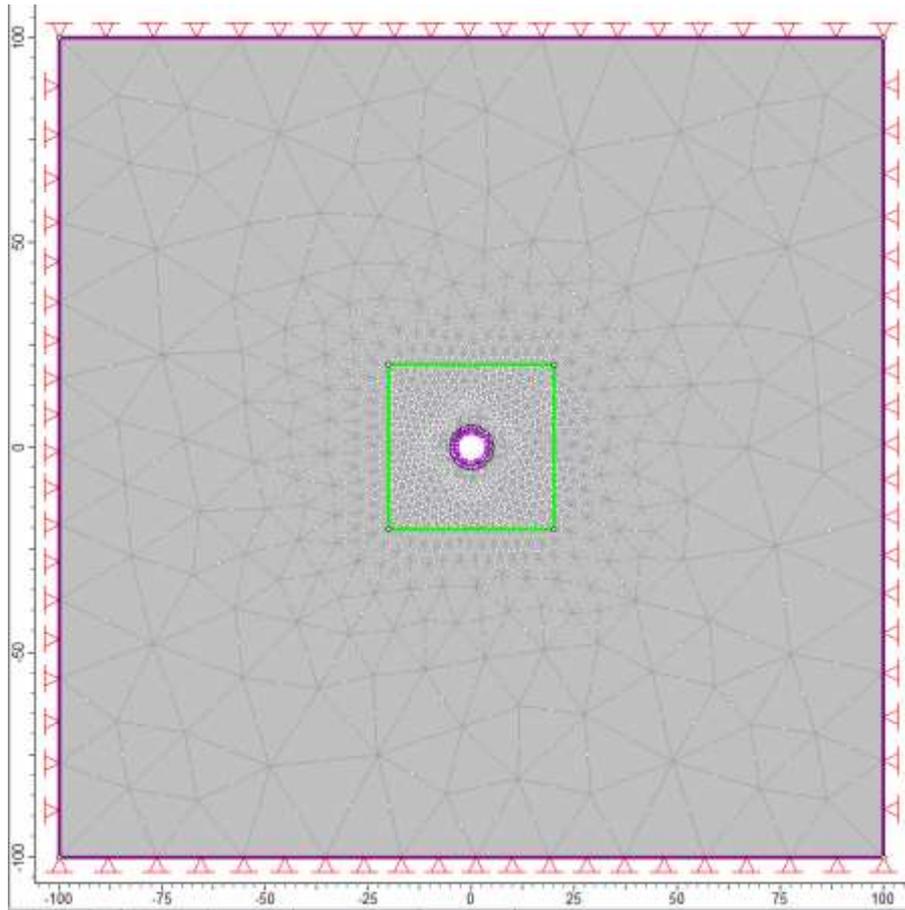


Figura 7.7 – Pozzo opera di presa: Geometria del modello numerico per le analisi piane relativa all'ultimo step della simulazione

Le diverse fasi di analisi considerate nelle analisi sono:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Posa in opera delle pareti di rivestimento del pozzo
- STEP4 - Scavo del pozzo in un'unica fase

Per facilitare il confronto con le soluzioni mostrate nei paragrafi precedenti si riportano di seguito i risultati dell'analisi numerica relativi al modello posto a 70 m di profondità⁴ e nel dettaglio si riportano:

- l'estensione della fascia plastica (Figura 7.8)
- l'andamento dello spostamento orizzontale del terreno nell'intorno dei pozzi (Figura 7.9)
- il diagramma della forza normale circonferenziale agente negli elementi di rivestimento (Figura 7.10).

⁴ Si è scelta tale profondità in quanto il modello piano alla profondità massima di 75 m non potrebbe tener conto della presenza del solettone di fondo.

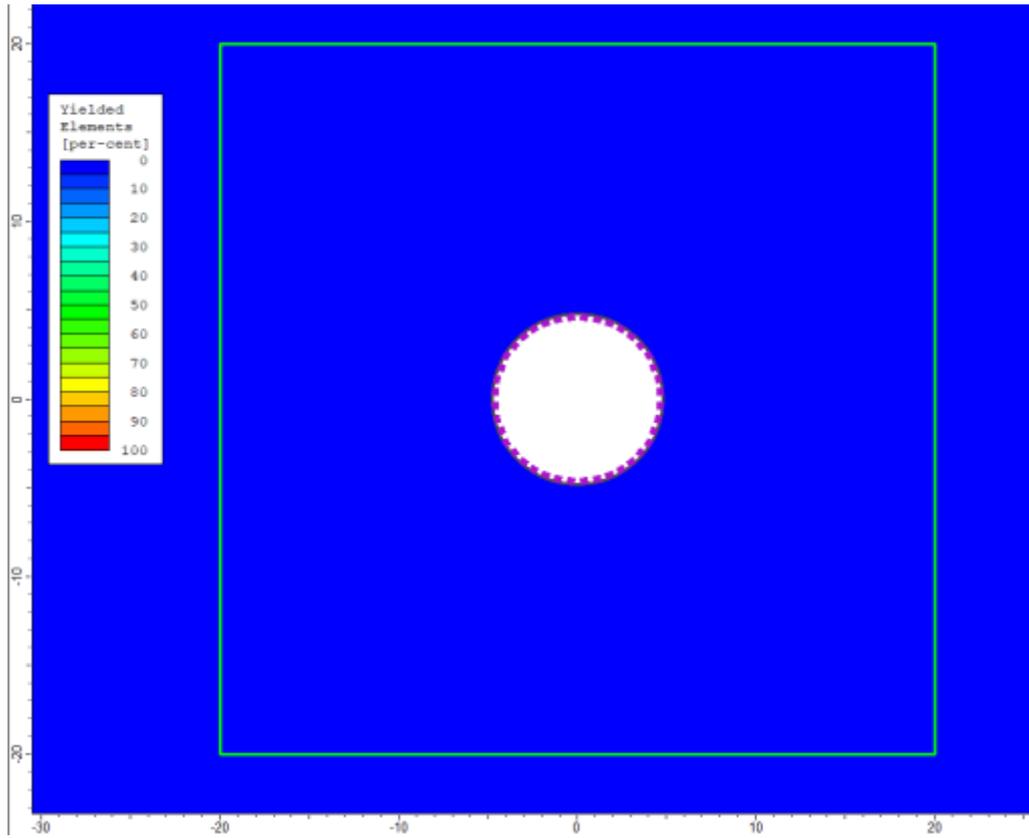


Figura 7.8 – Pozzo opera di presa: estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi

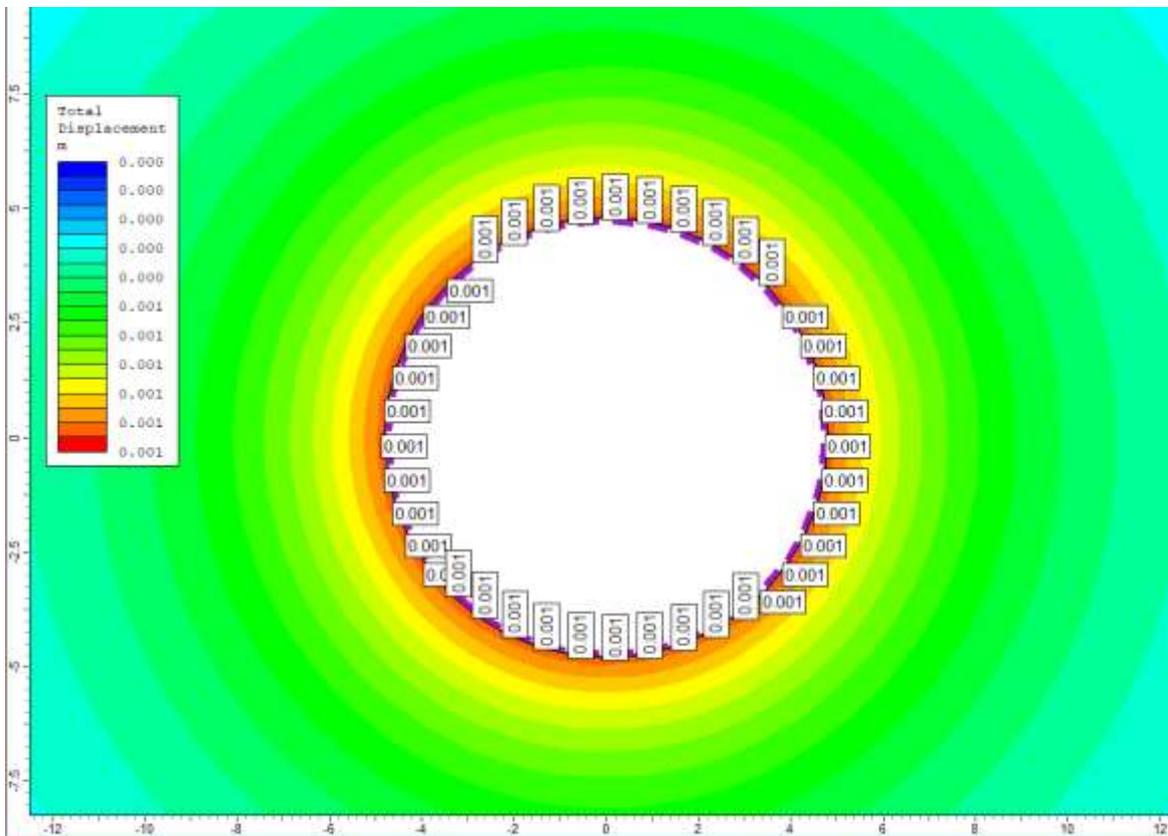


Figura 7.9 – Pozzo opera di presa: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi

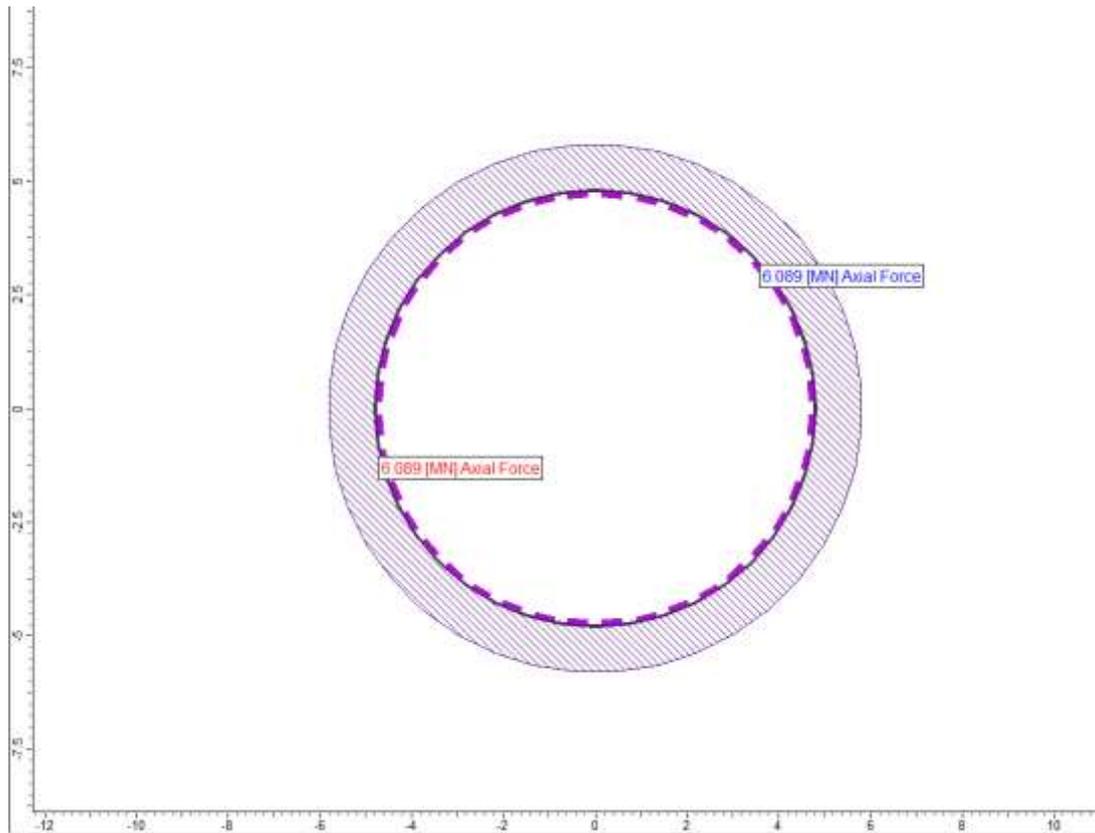


Figura 7.10 – Centrale in pozzo: sforzo normale circonferenziale all'ultimo step di analisi

Le immagini precedenti mostrano chiaramente come ci sia un ottimo riscontro tra la soluzione ottenuta dalla simulazione in condizioni piane e le simulazioni precedenti. Si può osservare infatti come, nelle condizioni simulate, non si generino nel terreno delle zone plastiche rilevanti, coerentemente a quanto evidenziato dal modello assialsimmetrico.

Gli spostamenti orizzontali calcolati in corrispondenza della parete del risultano pari a 1 mm, leggermente inferiori rispetto a quanto calcolato dal modello assialsimmetrico.

Lo sforzo normale circonferenziale equivale a circa 6 MN, tale valore risulta ancora coerente con quanto evidenziato sia dal modello assialsimmetrico sia dalle valutazioni analitiche effettuate alla medesima profondità.

7.2.4 Verifiche strutturali

In considerazione dell'attuale livello di progettazione e dell'obiettivo prefissato, ossia di poter affermare la fattibilità tecnica dell'opera fornendo al contempo un predimensionamento dei principali elementi strutturali, le verifiche di sicurezza di tipo strutturale considerate pertinenti per il caso in esame sono:

- verifica delle tensioni massime di compressione raggiunte nel rivestimento allo SLU

- verifica della compatibilità delle tensioni massime di compressione in esercizio.

Ai fini delle verifiche strutturali si assume, cautelativamente, quale valore caratteristico dell'azione sollecitante il massimo sforzo normale circonferenziale ottenuto dai tre metodi di analisi impiegati. Il valore della sollecitazione allo Stato Limite Ultimo viene ottenuto moltiplicando il valore caratteristico per un coefficiente di moltiplicativo pari a 1.3.

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche condotte.

Verifica allo SLU

Azioni sollecitanti:

$$N_k = 6.65 \text{ MN}$$

$$N_d = 8.65 \text{ MN}$$

Considerando uno spessore efficace del rivestimento pari ad 1 m ed un calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

$$\sigma_{c,d} = 8.65 \text{ MPa}$$

$$f_{c,d} = 17 \text{ MPa}$$

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 8.65 MPa, la quale è inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione f_{cd} che per un calcestruzzo di classe C30/37 vale 17 MPa. La verifica risulta pertanto superata.

Verifica allo SLE

Azioni sollecitanti:

$$N_{qp} = 6.65 \text{ MN}$$

Considerando uno spessore efficace del rivestimento pari ad 1 m ed un calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

$$\sigma_{c,qp} = 6.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,max} = 13.5 \text{ MPa}$$

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 6.65 MPa, la quale è inferiore al limite massimo ammesso per la tensione di compressione in condizioni quasi permanenti, che per un calcestruzzo di classe C30/37 risulta pari a 13.5 MPa e pertanto la verifica risulta superata.

7.3 Pozzo piezometrico

Si riportano di seguito i calcoli di progetto e verifica effettuati per il Pozzo piezometrico.

7.3.1 Valutazione analitica dello sforzo normale circonferenziale agente sul pozzo

La valutazione analitica dello sforzo normale agente sul rivestimento del pozzo è stata effettuata secondo i medesimi criteri illustrati al Paragrafo 6.2.

Si riporta in Figura 7.11 l'andamento dello sforzo normale circonferenziale lungo le pareti del pozzo, calcolato per via analitica con la formula di Mariotte; la profondità 0 è riferita alla quota di testa pozzo. Come si può osservare, alla profondità massima di 110 m, si ottiene uno sforzo normale circonferenziale pari a circa 21.6 MN.

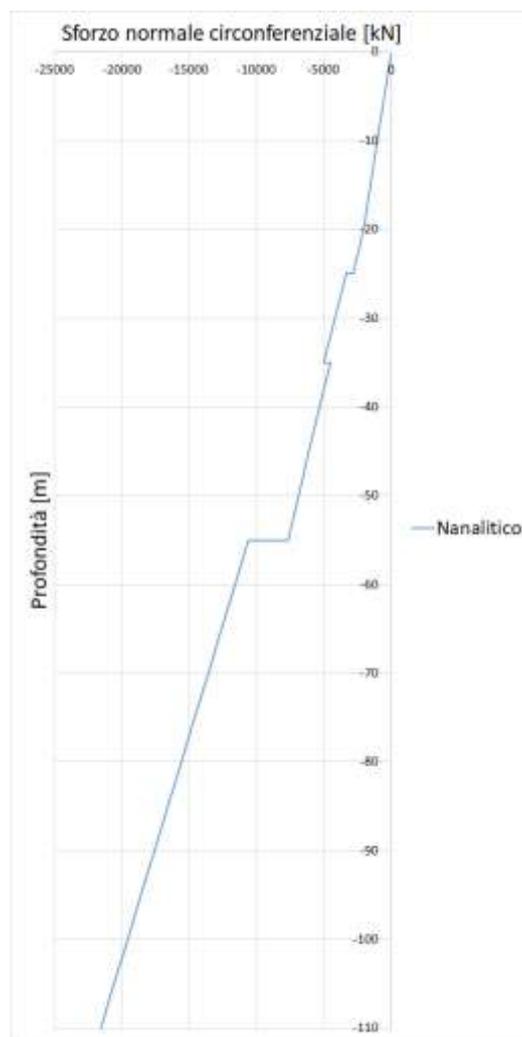


Figura 7.11 – Pozzo Piezometrico: sforzo normale circonferenziale calcolato per via analitica lungo le pareti del pozzo

7.3.2 Modello numerico FEM assialsimmetrico

Il passo successivo dell'analisi di predimensionamento delle strutture di sostegno del pozzo è stato quello di simulare in un modello ad elementi finiti il comportamento della struttura e la sua interazione con in terreno circostante.

Il modello ad elementi finiti impiegato (Figura 7.12) è di tipo bidimensionale ed è stato sviluppato in condizioni di assialsimmetria. Le condizioni di vincolo imposte sono costituite da cerniere sul bordo inferiore e da carrelli verticali sui bordi laterali.

La stratigrafia di analisi riproduce quanto illustrato al Paragrafo 5.2. La quota della falda è stata ipotizzata pari a circa -20 m dal piano campagna.

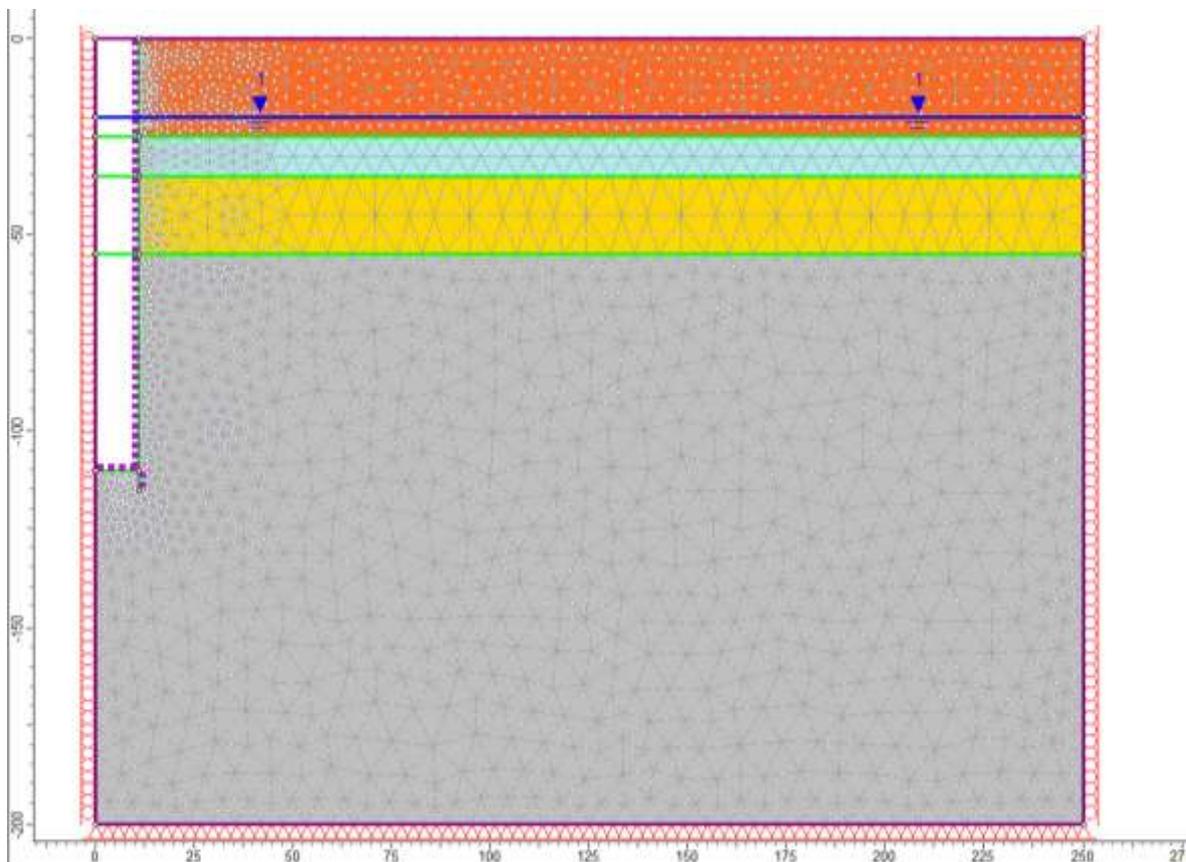


Figura 7.12 – Pozzo Piezometrico: Geometria del modello numerico per le analisi assialsimmetriche relative all'ultimo step della simulazione

Le diverse fasi di analisi considerate sono:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Posa in opera delle pareti di rivestimento del pozzo
- STEP4 - Scavo del pozzo in un'unica fase
- STEP5 - Posa in opera del solettone di fondo

I risultati dell'analisi numerica sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati per l'ultimo step di calcolo:

- l'estensione della fascia plastica (Figura 7.13)
- l'andamento dello spostamento orizzontale del terreno nell'intorno del pozzo (Figura 7.14)
- i diagrammi dello sforzo normale circonferenziale e del momento flettente circonferenziale agenti negli elementi di rivestimento (Figura 7.53).

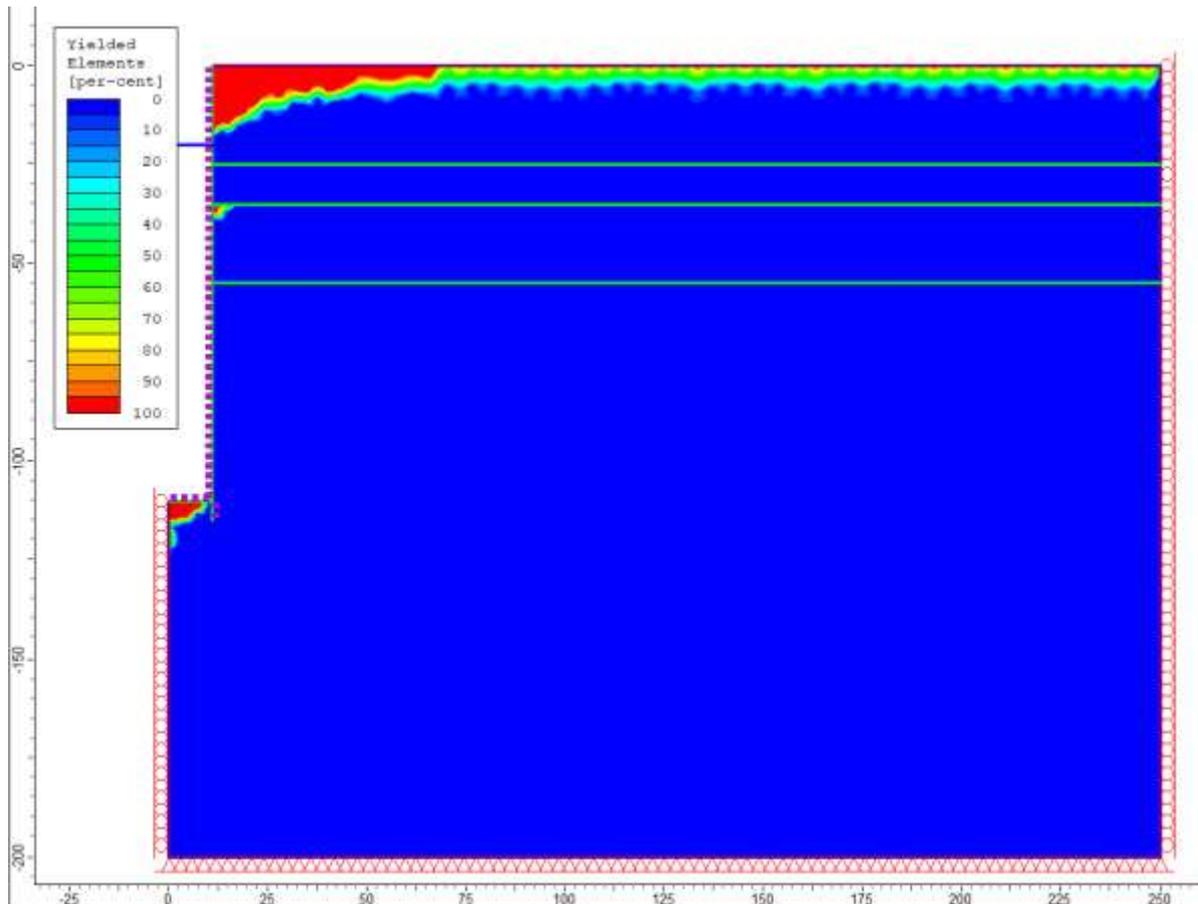


Figura 7.13 – Pozzo Piezometrico: estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi

L'immagine precedente mostra chiaramente come, nelle condizioni simulate, si generino nel terreno delle zone plastiche in corrispondenza delle sabbie presenti nel tratto sommitale del pozzo per un raggio massimo compreso tra i 20 ed i 30 m. La plasticizzazione nel terreno si esaurisce totalmente al di sotto dei 17 m di profondità. Si evidenzia inoltre la formazione di una zona plastica localizzata al di sotto del fondo del pozzo.

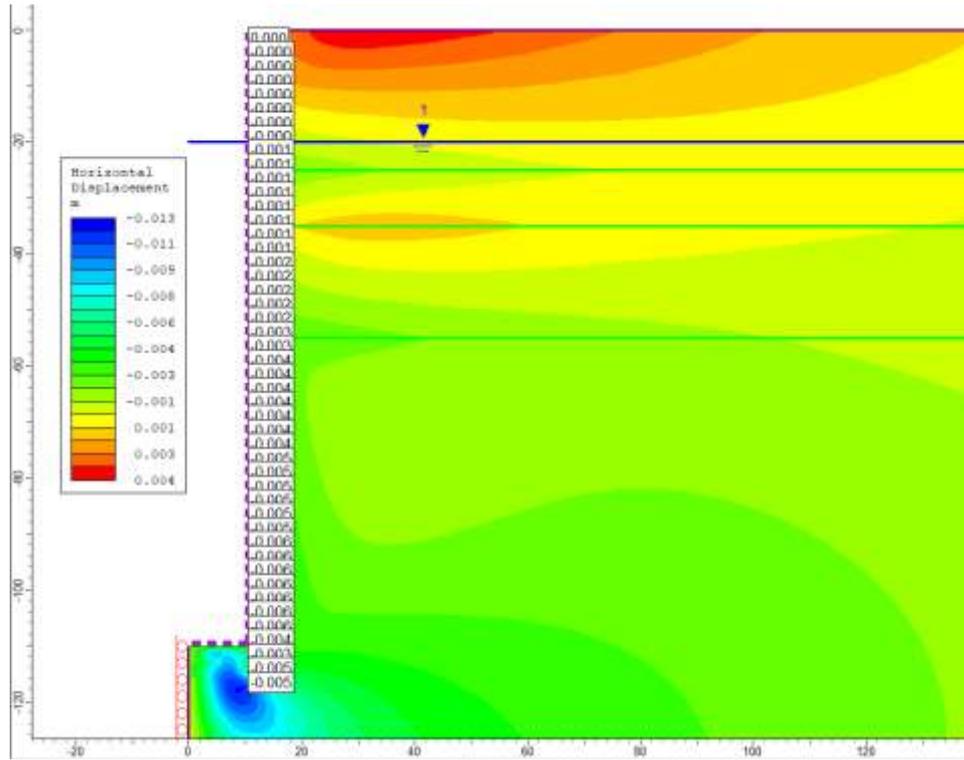


Figura 7.14 – Pozzo Piezometrico: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi

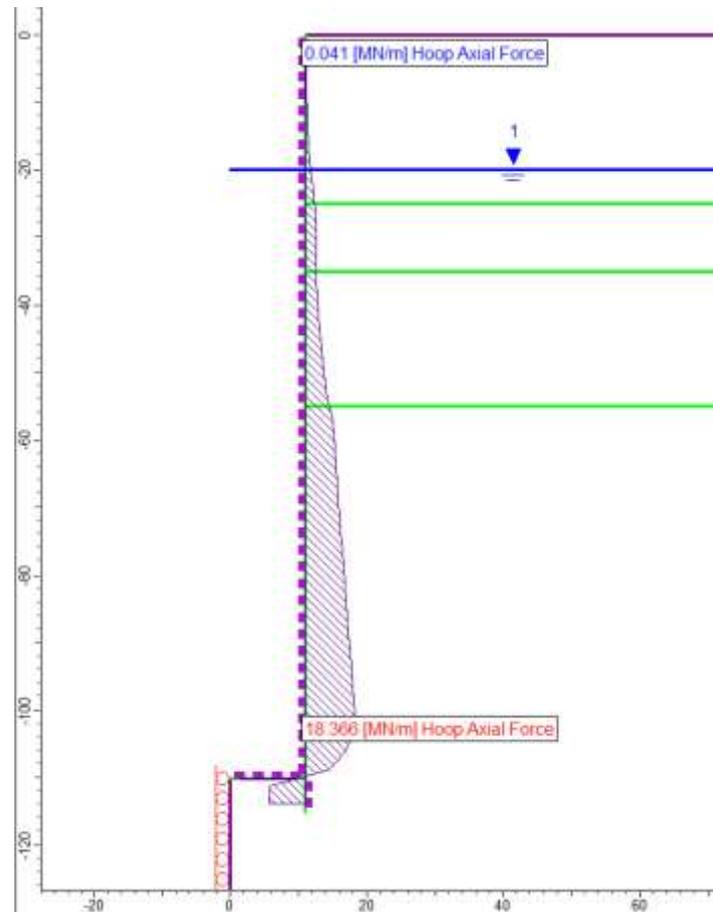


Figura 7.15 – Pozzo Piezometrico: sforzo normale circonferenziale step di analisi

Gli spostamenti massimi orizzontali calcolati in corrispondenza della parete del pozzo valgono 6 mm.

L'andamento dello sforzo normale circonferenziale evidenzia un picco pari a circa 18.4 MN, localizzato a circa 8 m di distanza dal fondo dello scavo. Raggiunto tale valore si osserva un decremento dello sforzo normale circonferenziale per effetto dell'irrigidimento dato dal terreno a fondo pozzo. Il momento flettente circonferenziale risulta nullo lungo le pareti del pozzo.

La Figura 7.16 mostra un confronto tra lo sforzo normale valutato analiticamente e quello ottenuto per via numerica. Come si può osservare si ha un'ottima corrispondenza tra le due soluzioni a meno del tratto terminale dove come si è visto nella soluzione numerica si osserva un decremento dello sforzo dovuto alla presenza del solettone a fondo pozzo.

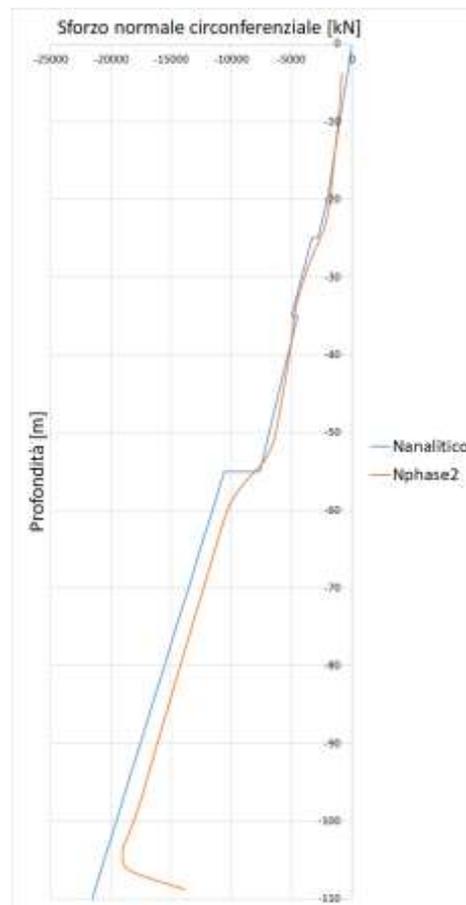


Figura 7.16 – Pozzo Piezometrico: confronto dello sforzo normale circonferenziale calcolato per via analitica e per via numerica

7.3.3 Modello numerico FEM piano del pozzo

Il modello ad elementi finiti impiegato (Figura 7.17) è di tipo bidimensionale ed è stato sviluppato, in condizioni di deformazione piana, su più sezioni orizzontali poste a diverse profondità. I modelli posti a diversa profondità risultano tra loro identici, differiscono solamente per le tensioni geostatiche imposte come condizione al contorno e per le proprietà geotecniche delle argille le quali risultano variabili con la profondità. Le condizioni di vincolo imposte sono costituite da cerniere applicate su tutti i bordi del modello.

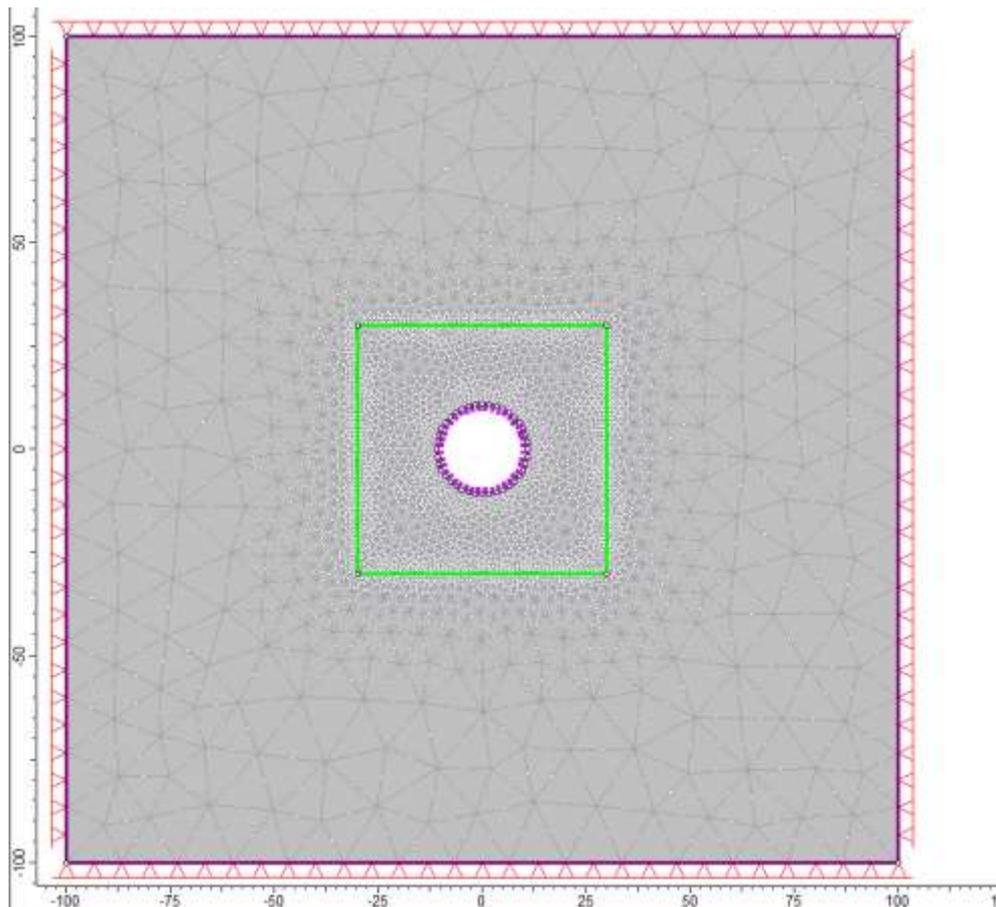


Figura 7.17 – Pozzo Piezometrico: Geometria del modello numerico per le analisi piane relativa all'ultimo step della simulazione

Le diverse fasi di analisi considerate nelle analisi sono:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Posa in opera delle pareti di rivestimento del pozzo
- STEP4 - Scavo del pozzo in un'unica fase

Per facilitare il confronto con le soluzioni mostrate nei paragrafi precedenti si riportano di seguito i risultati dell'analisi numerica relativi al modello posto a 105 m di profondità⁵ e nel dettaglio si riportano:

- l'estensione della fascia plastica (Figura 7.18)
- l'andamento dello spostamento orizzontale del terreno nell'intorno dei pozzi (Figura 7.19)
- il diagramma della forza normale circonferenziale agente negli elementi di rivestimento (Figura 7.20).

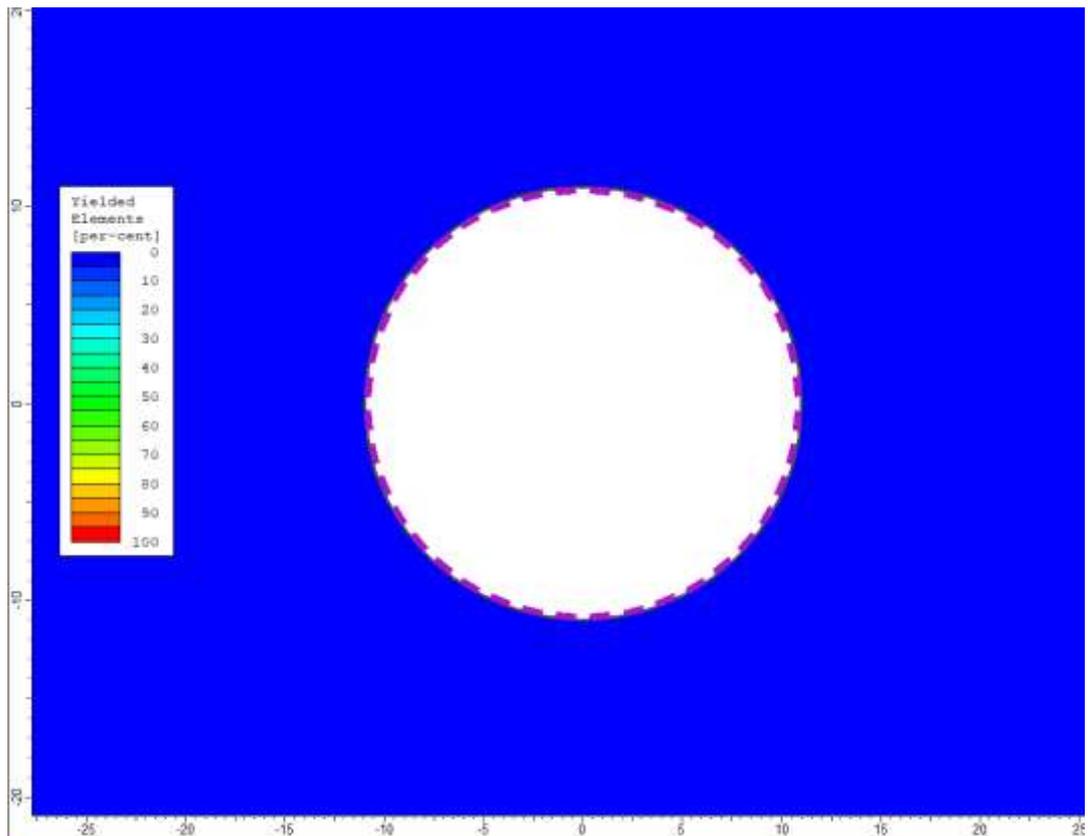


Figura 7.18 – Pozzo Piezometrico: estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi

⁵ Si è scelta tale profondità in quanto il modello piano alla profondità massima di 110 m non potrebbe tener conto della presenza del solettone di fondo.

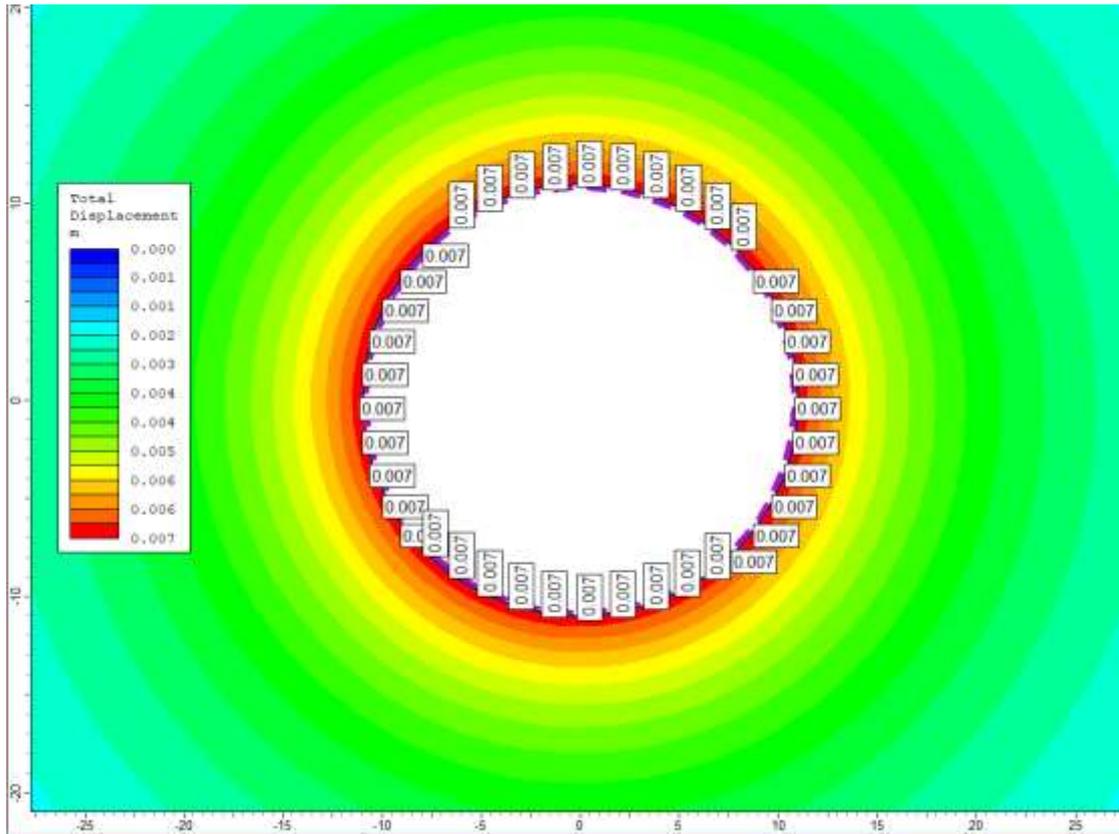


Figura 7.19 – Pozzo Piezometrico: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi

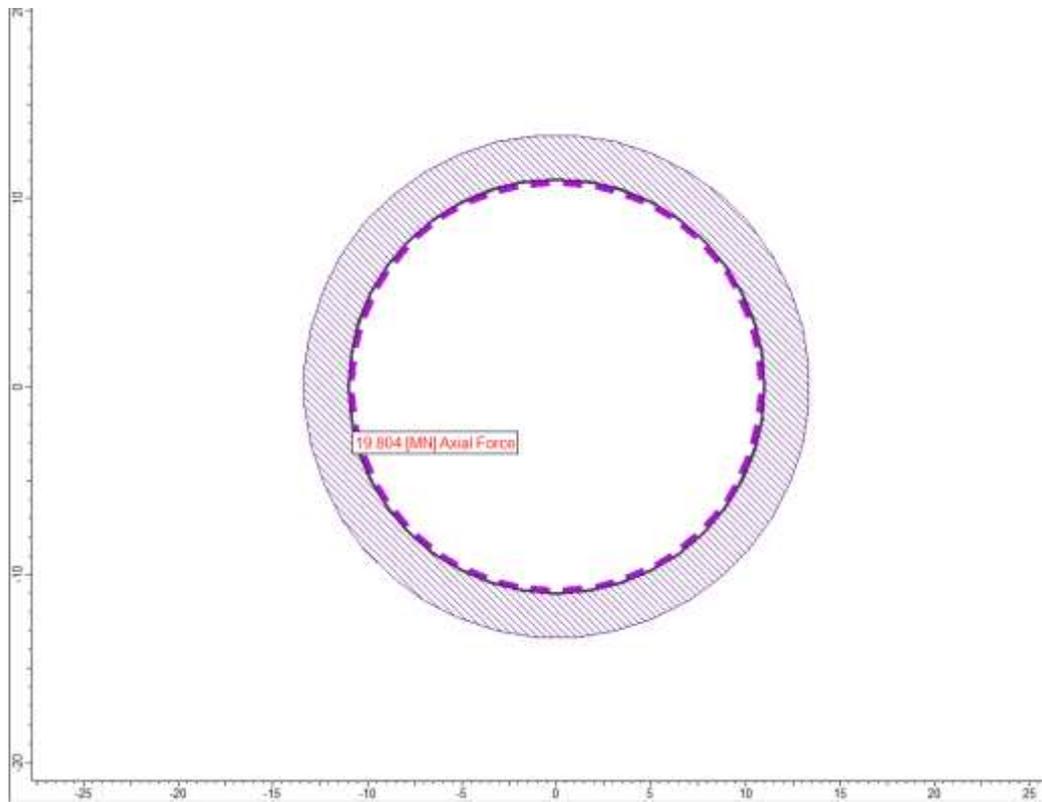


Figura 7.20 – Pozzo Piezometrico: sforzo normale circonferenziale all'ultimo step di analisi

Le immagini precedenti mostrano chiaramente come ci sia un ottimo riscontro tra la soluzione ottenuta dalla simulazione in condizioni piane e le simulazioni precedenti. Si può osservare infatti come, nelle condizioni simulate, non si generino nel terreno delle zone plastiche rilevanti, coerentemente a quanto evidenziato dal modello assialsimmetrico.

Gli spostamenti orizzontali calcolati in corrispondenza della parete del risultano pari a 7 mm, leggermente superiori rispetto a quanto calcolato dal modello assialsimmetrico.

Lo sforzo normale circonferenziale equivale a circa 19.8 MN, tale valore risulta ancora coerente con quanto evidenziato sia dal modello assialsimmetrico sia dalle valutazioni analitiche effettuate alla medesima profondità.

7.3.4 Verifiche strutturali

In considerazione dell'attuale livello di progettazione e dell'obiettivo prefissato, ossia di poter affermare la fattibilità tecnica dell'opera fornendo al contempo un predimensionamento dei principali elementi strutturali, le verifiche di sicurezza di tipo strutturale considerate pertinenti per il caso in esame sono:

- verifica delle tensioni massime di compressione raggiunte nel rivestimento allo SLU
- verifica della compatibilità delle tensioni massime di compressione in esercizio.

Ai fini delle verifiche strutturali si assume, cautelativamente, quale valore caratteristico dell'azione sollecitante il massimo sforzo normale circonferenziale ottenuto dai tre metodi di analisi impiegati. Il valore della sollecitazione allo Stato Limite Ultimo viene ottenuto moltiplicando il valore caratteristico per un coefficiente di moltiplicativo pari a 1.3.

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche condotte.

Verifica allo SLU

Azioni sollecitanti:

$$N_k = 21.6 \text{ MN}$$

$$N_d = 28.1 \text{ MN.}$$

Considerando uno spessore efficace del rivestimento pari ad 1.50 m ed un calcestruzzo di classe C40/50 si ha:

$$\sigma_{c,d} = 18.72 \text{ MPa}$$

$$f_{c,d} = 22.66 \text{ MPa.}$$

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 18.72 MPa, la quale è inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione f_{cd} che per un calcestruzzo di classe C40/50 vale 22.66 MPa. La verifica risulta pertanto superata.

Verifica allo SLE

Azioni sollecitanti:

$$N_{qp} = 18.72 \text{ MN.}$$

Considerando uno spessore efficace del rivestimento pari ad 1.50 m ed un calcestruzzo di classe C40/50 si ha:

$$\sigma_{c,qp} = 12.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,max} = 18 \text{ MPa}$$

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 12.48 MPa, la quale è inferiore al limite massimo ammesso per la tensione di compressione in condizioni quasi permanenti, che per un calcestruzzo di classe C40/50 risulta pari a 18 MPa e pertanto la verifica risulta superata.

7.4 Pozzo di raccordo

Si riportano di seguito i calcoli di progetto e verifica effettuati per il Pozzo di raccordo tra la quota delle turbine e la quota di rilascio.

7.4.1 Valutazione analitica dello sforzo normale circonferenziale agente sul pozzo

La valutazione analitica dello sforzo normale agente sul rivestimento del pozzo è stata effettuata secondo i medesimi criteri illustrati al Paragrafo 6.2.

Si riporta in Figura 7.21 l'andamento dello sforzo normale circonferenziale lungo le pareti del pozzo, calcolato per via analitica con la formula di Mariotte; la profondità 0 è riferita alla quota di testa pozzo. Come si può osservare, alla profondità massima di 55 m, si ottiene uno sforzo normale circonferenziale pari a circa 5 MN.

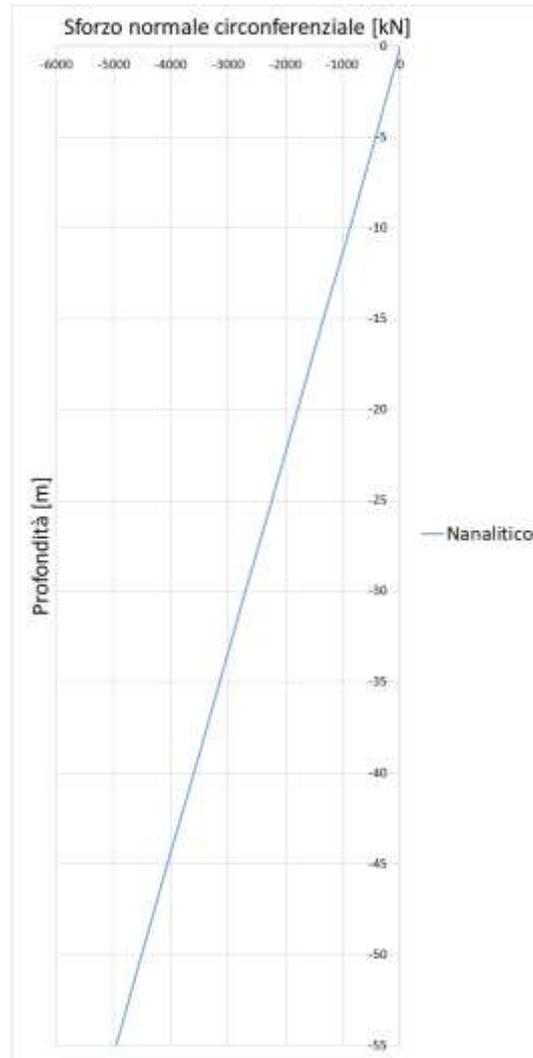


Figura 7.21 – Pozzo di raccordo: sforzo normale circonferenziale calcolato per via analitica lungo le pareti del pozzo

7.4.2 Modello numerico FEM assialsimmetrico

Il passo successivo dell'analisi di predimensionamento delle strutture di sostegno del pozzo è stato quello di simulare in un modello ad elementi finiti il comportamento della struttura e la sua interazione con in terreno circostante.

Il modello ad elementi finiti impiegato (Figura 7.22) è di tipo bidimensionale ed è stato sviluppato in condizioni di assialsimmetria. Le condizioni di vincolo imposte sono costituite da cerniere sul bordo inferiore e da carrelli verticali sui bordi laterali.

La stratigrafia di analisi riproduce quanto illustrato al Paragrafo 5.2. La quota della falda è stata ipotizzata pari a circa -5 m dal piano campagna.

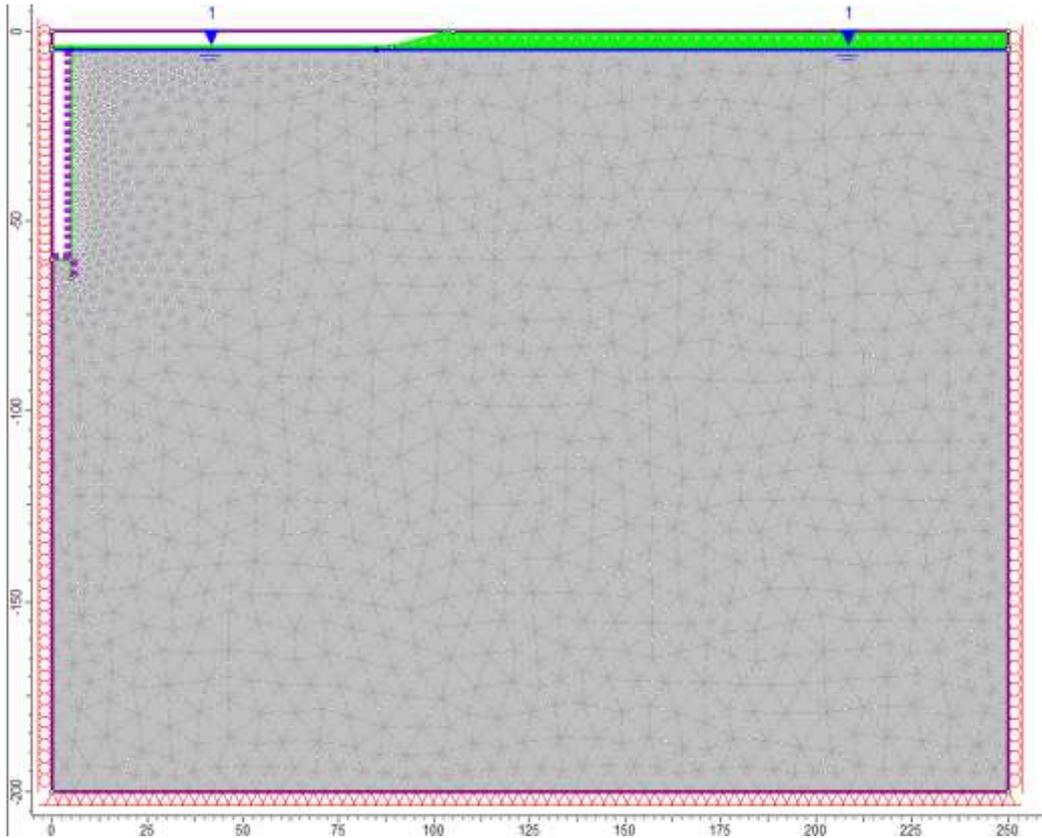


Figura 7.22 – Pozzo di raccordo: Geometria del modello numerico per le analisi assialsimmetriche relativa all'ultimo step della simulazione

Le diverse fasi di analisi considerate sono:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo del piazzale per il raggiungimento della quota di testa pozzo
- STEP4 - Posa in opera delle pareti di rivestimento del pozzo
- STEP5 - Scavo del pozzo in un'unica fase
- STEP6 - Posa in opera del solettone di fondo

I risultati dell'analisi numerica sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati per l'ultimo step di calcolo:

- l'estensione della fascia plastica (Figura 7.23)
- l'andamento dello spostamento orizzontale del terreno nell'intorno del pozzo (Figura 7.24)
- i diagrammi dello sforzo normale circonferenziale agente negli elementi di rivestimento (Figura 7.25).

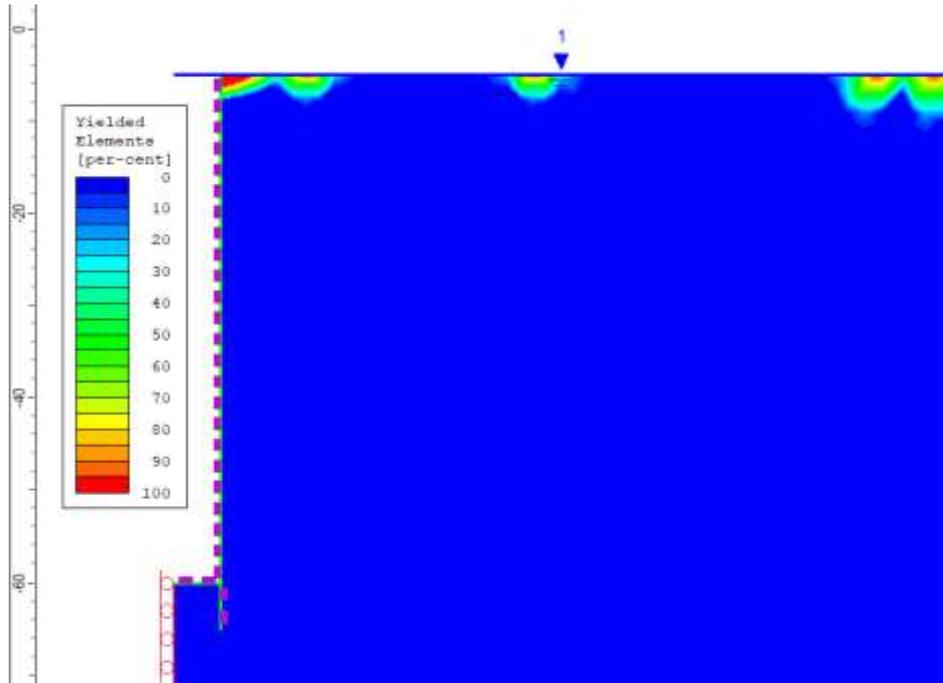


Figura 7.23 – Pozzo di raccordo: estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi

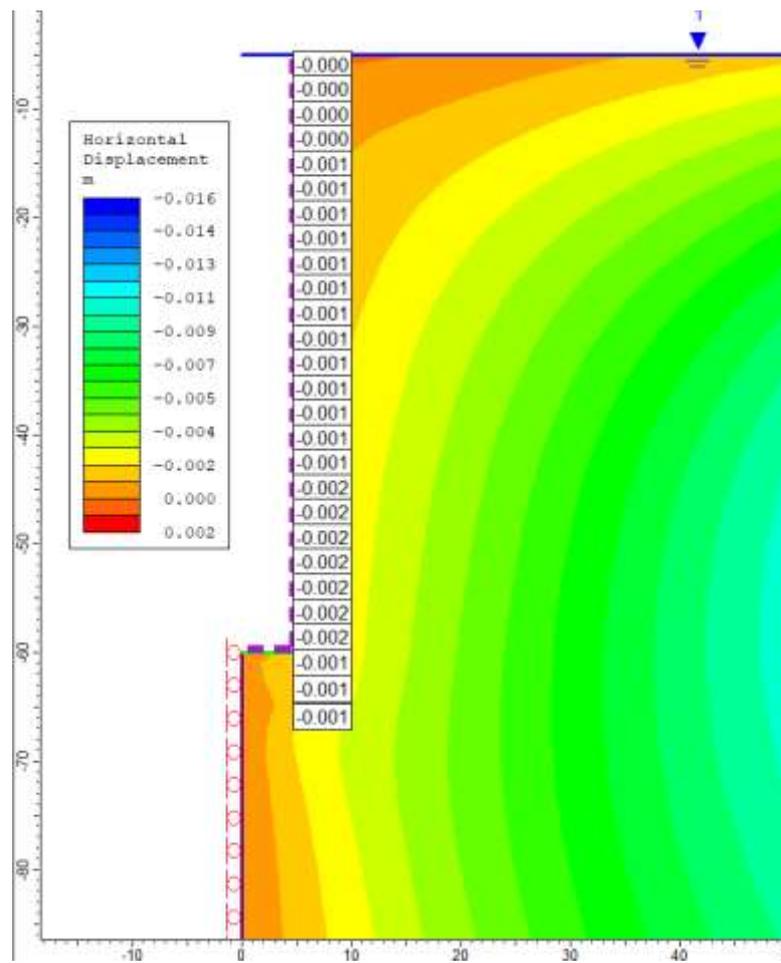


Figura 7.24 – Pozzo di raccordo: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi

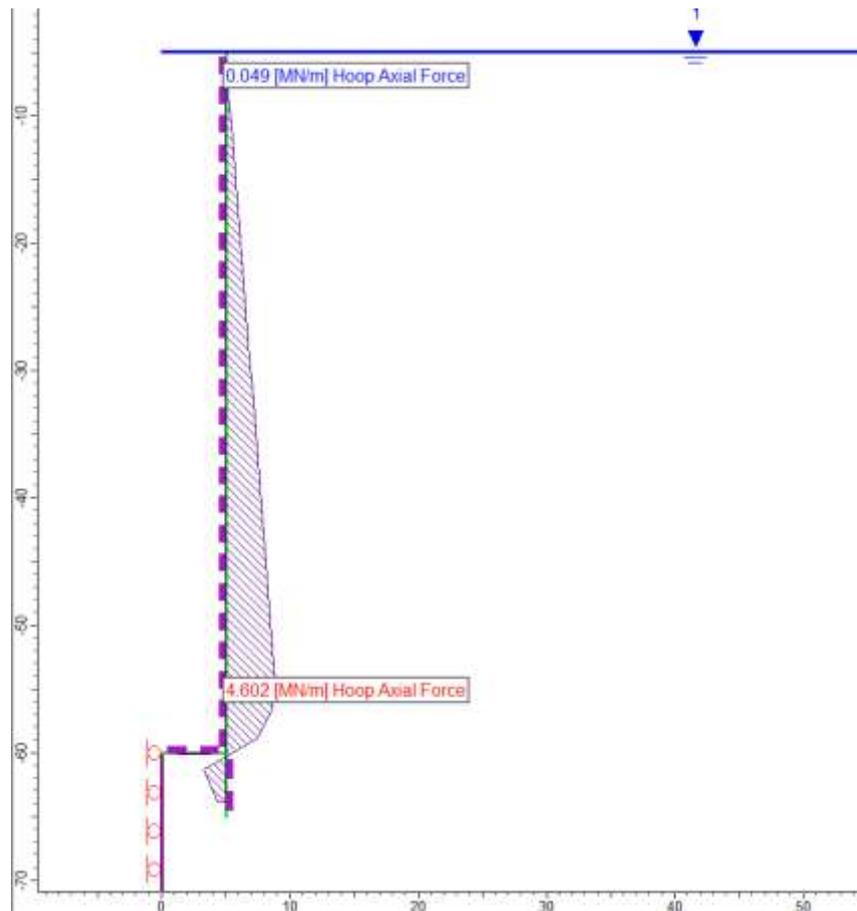


Figura 7.25 – Pozzo di raccordo: sforzo normale circonferenziale step di analisi

Le immagini precedenti mostrano chiaramente come, nelle condizioni simulate, non si generino nel terreno delle zone plastiche rilevanti, le uniche zone plasticizzate risultano infatti localizzate in prossimità del piano campagna.

Gli spostamenti massimi orizzontali calcolati in corrispondenza della parete del pozzo valgono 2 mm.

L'andamento dello sforzo normale circonferenziale evidenzia un picco pari a circa 4.6 MN, localizzato a circa 5 m di distanza dal fondo dello scavo. Raggiunto tale valore si osserva un decremento dello sforzo normale circonferenziale; tale decremento potrebbe essere dovuto alla presenza del solettone di fondo che costituisce un irrigidimento per la struttura di rivestimento. Il momento flettente circonferenziale risulta nullo lungo le pareti del pozzo.

La Figura 7.26 seguente mostra un confronto tra lo sforzo normale valutato analiticamente e quello ottenuto per via numerica. Come si può osservare si ha un'ottima corrispondenza tra le due soluzioni a meno del tratto terminale dove come si è visto nella so-

luzione numerica si osserva un decremento dello sforzo dovuto alla presenza del soletto di fondo.

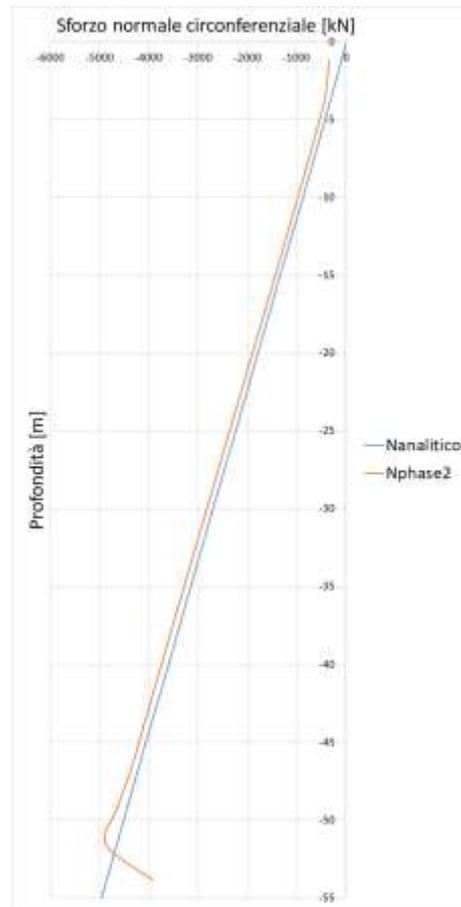


Figura 7.26 – Pozzo di raccordo: confronto dello sforzo normale circonferenziale calcolato per via analitica e per via numerica

7.4.3 Modello numerico FEM piano del pozzo

Il modello ad elementi finiti impiegato (Figura 7.27) è di tipo bidimensionale ed è stato sviluppato, in condizioni di deformazione piana, su più sezioni orizzontali poste a diverse profondità. I modelli posti a diversa profondità risultano tra loro identici, differiscono solamente per le tensioni geostatiche imposte come condizione al contorno e per le proprietà geotecniche delle argille le quali risultano variabili con la profondità. Le condizioni di vincolo imposte sono costituite da cerniere applicate su tutti i bordi del modello.

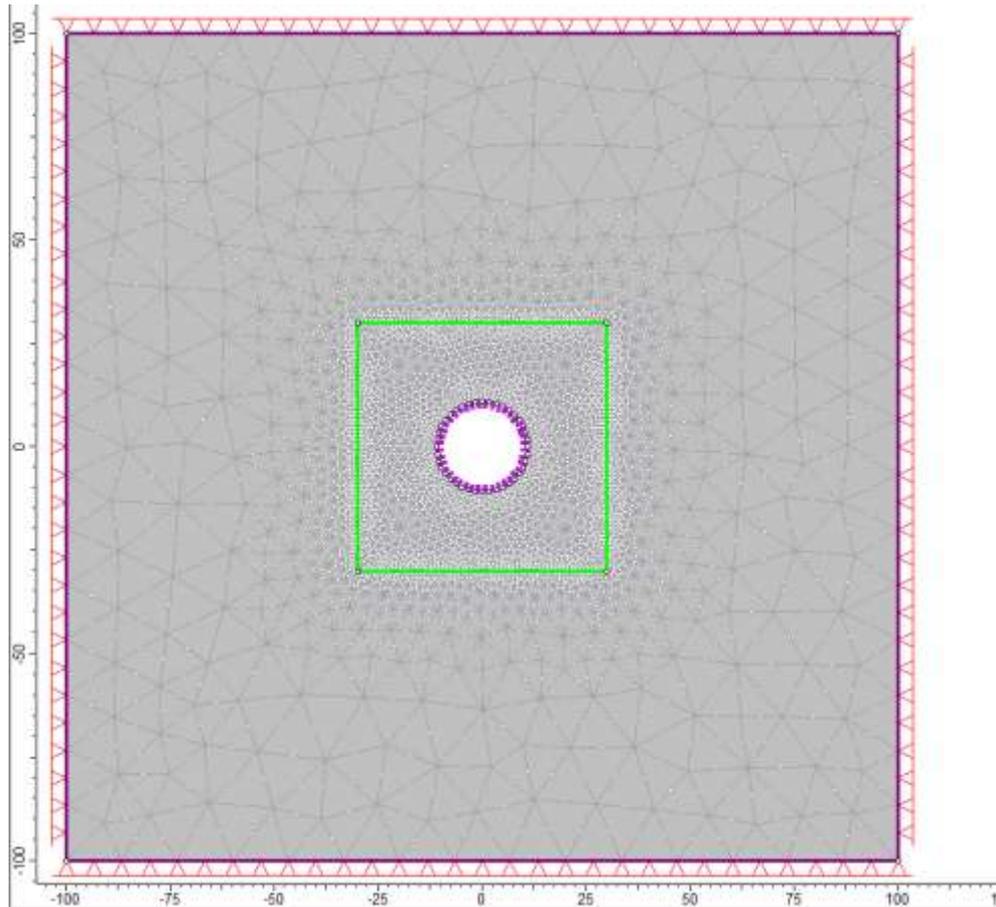


Figura 7.27 – Pozzo di raccordo: Geometria del modello numerico per le analisi piane relativa all'ultimo step della simulazione

Le diverse fasi di analisi considerate nelle analisi sono:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Posa in opera delle pareti di rivestimento del pozzo
- STEP4 - Scavo del pozzo in un'unica fase

Per facilitare il confronto con le soluzioni mostrate nei paragrafi precedenti si riportano di seguito i risultati dell'analisi numerica relativi al modello posto a 50 m di profondità⁶ e nel dettaglio si riportano:

- l'estensione della fascia plastica (Figura 7.28)
- l'andamento dello spostamento orizzontale del terreno nell'intorno dei pozzi (Figura 7.29)
- il diagramma della forza normale circonferenziale agente negli elementi di rivestimento (Figura 7.30).

⁶ Si è scelta tale profondità in quanto il modello piano alla profondità massima di 55 m non potrebbe tener conto della presenza del solettone di fondo.

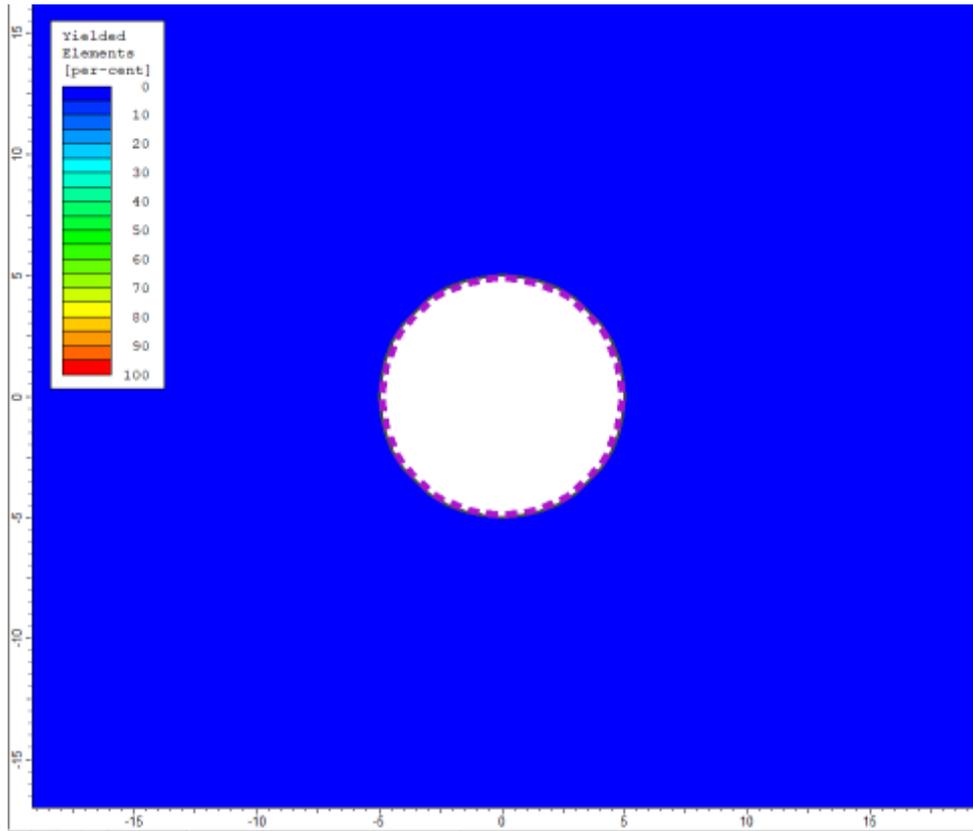


Figura 7.28 – Pozzo di raccordo: estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi

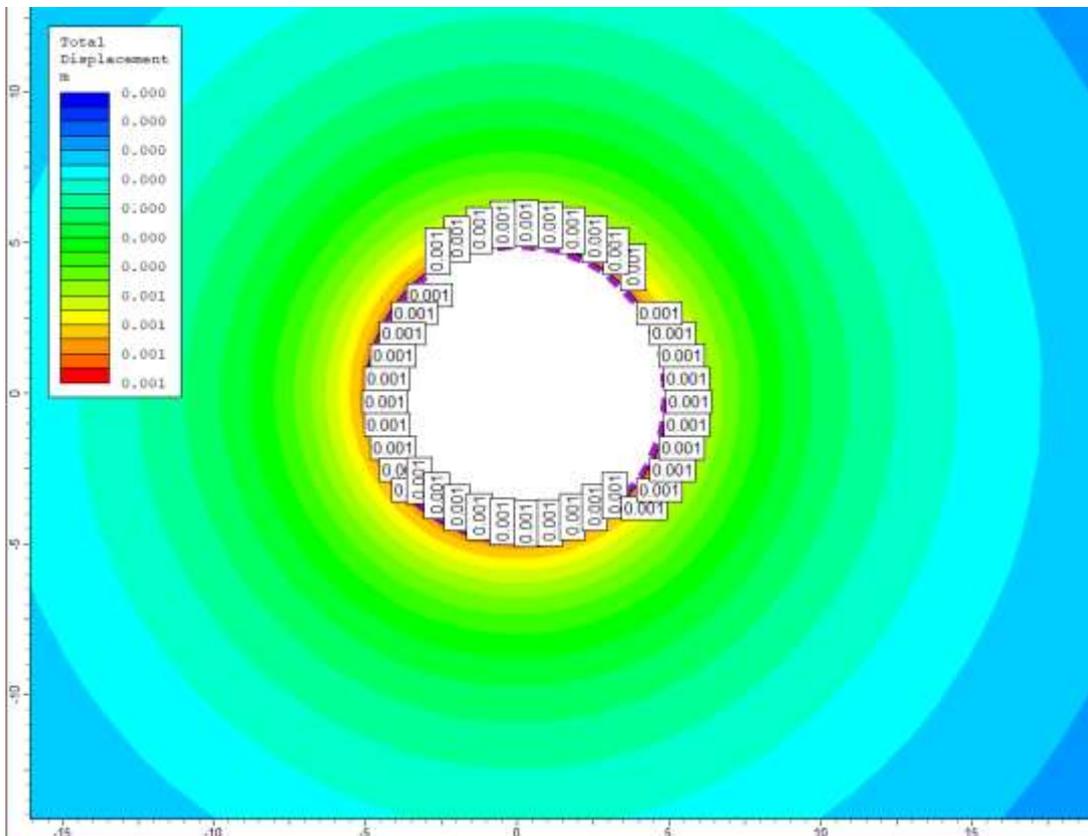


Figura 7.29 – Pozzo di raccordo: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi

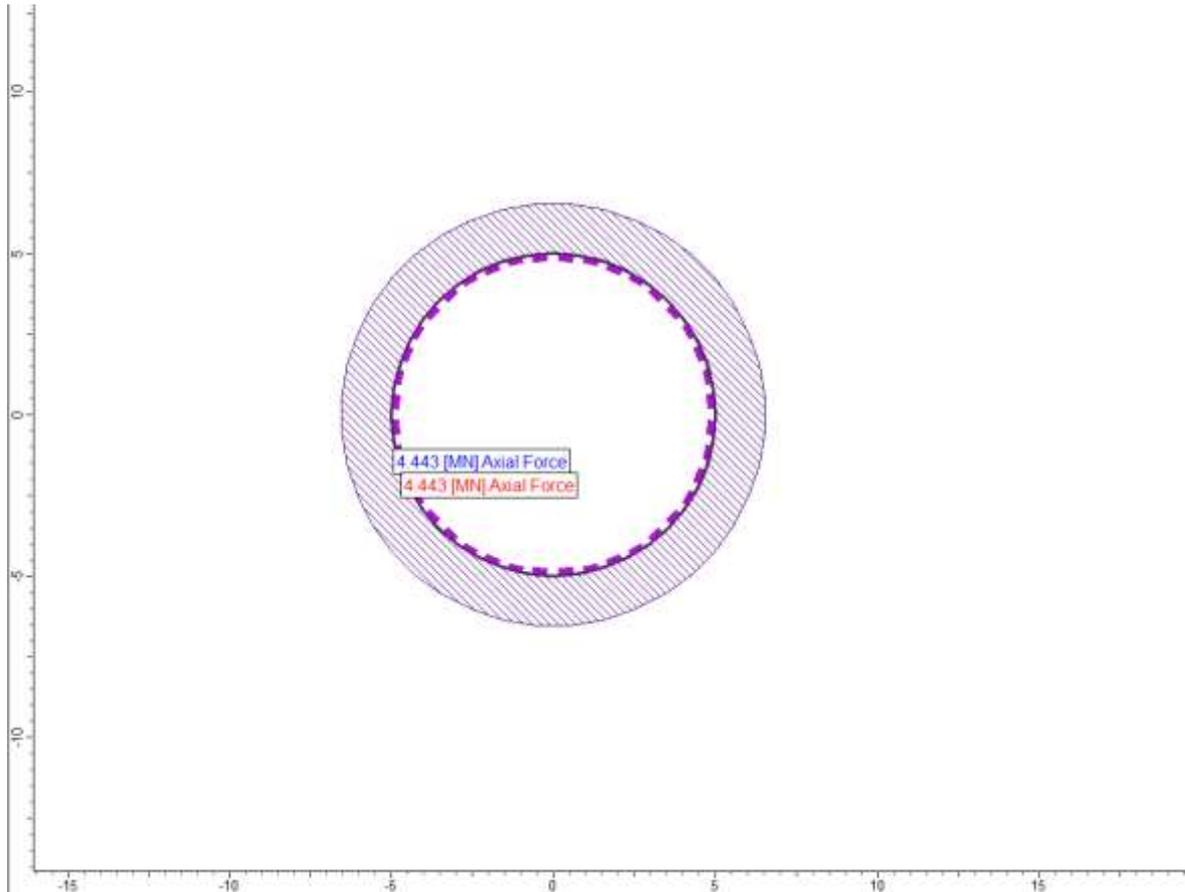


Figura 7.30 – Pozzo di raccordo: sforzo normale circonferenziale all'ultimo step di analisi

Le immagini precedenti mostrano chiaramente come ci sia un ottimo riscontro tra la soluzione ottenuta dalla simulazione in condizioni piane e le simulazioni precedenti. Si può osservare infatti come, nelle condizioni simulate, non si generino nel terreno delle zone plastiche rilevanti, coerentemente a quanto evidenziato dal modello assialsimmetrico.

Gli spostamenti orizzontali calcolati in corrispondenza della parete del risultano pari a 1 mm, leggermente inferiori rispetto a quanto calcolato dal modello assialsimmetrico.

Lo sforzo normale circonferenziale equivale a circa 4.4 MN, tale valore risulta ancora coerente con quanto evidenziato sia dal modello assialsimmetrico sia dalle valutazioni analitiche effettuate alla medesima profondità.

7.4.4 Verifiche strutturali

In considerazione dell'attuale livello di progettazione e dell'obiettivo prefissato, ossia di poter affermare la fattibilità tecnica dell'opera fornendo al contempo un predimensionamento dei principali elementi strutturali, le verifiche di sicurezza di tipo strutturale considerate pertinenti per il caso in esame sono:

- verifica delle tensioni massime di compressione raggiunte nel rivestimento allo SLU
- verifica della compatibilità delle tensioni massime di compressione in esercizio.

Ai fini delle verifiche strutturali si assume, cautelativamente, quale valore caratteristico dell'azione sollecitante il massimo sforzo normale circonferenziale ottenuto dai tre metodi di analisi impiegati. Il valore della sollecitazione allo Stato Limite Ultimo viene ottenuto moltiplicando il valore caratteristico per un coefficiente di moltiplicativo pari a 1.3.

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche condotte.

Verifica allo SLU

Azioni sollecitanti:

$$N_k = 5.00 \text{ MN}$$

$$N_d = 6.50 \text{ MN.}$$

Considerando uno spessore efficace del rivestimento pari ad 1 m ed un calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

$$\sigma_{c,d} = 6.50 \text{ MPa}$$

$$f_{c,d} = 17 \text{ MPa.}$$

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 6.50 MPa, la quale è inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione f_{cd} che per un calcestruzzo di classe C30/37 vale 17 MPa. La verifica risulta pertanto superata.

Verifica allo SLE

Azioni sollecitanti:

$$N_{qp} = 5.00 \text{ MN.}$$

Considerando uno spessore efficace del rivestimento pari ad 1 m ed un calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

$$\sigma_{c,qp} = 5.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,max} = 13.5 \text{ MPa.}$$

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 5.00 MPa, la quale è inferiore al limite massimo ammesso per la tensione di compressione in condizioni quasi permanenti, che per un calcestruzzo di classe C30/37 risulta pari a 13.5 MPa e pertanto la verifica risulta superata.

7.5 Pozzo paratoie

Si riportano di seguito i calcoli di progetto e verifica effettuati per il Pozzo paratoie.

7.5.1 Valutazione analitica dello sforzo normale circonferenziale agente sul pozzo

La valutazione analitica dello sforzo normale agente sul rivestimento del pozzo è stata effettuata secondo i medesimi criteri illustrati al Paragrafo 6.2.

Si riporta in Figura 7.31 l'andamento dello sforzo normale circonferenziale lungo le pareti del pozzo, calcolato per via analitica con la formula di Mariotte; la profondità 0 è riferita alla quota di testa pozzo. Come si può osservare, alla profondità massima di 30 m, si ottiene uno sforzo normale circonferenziale pari a circa 3.2 MN.

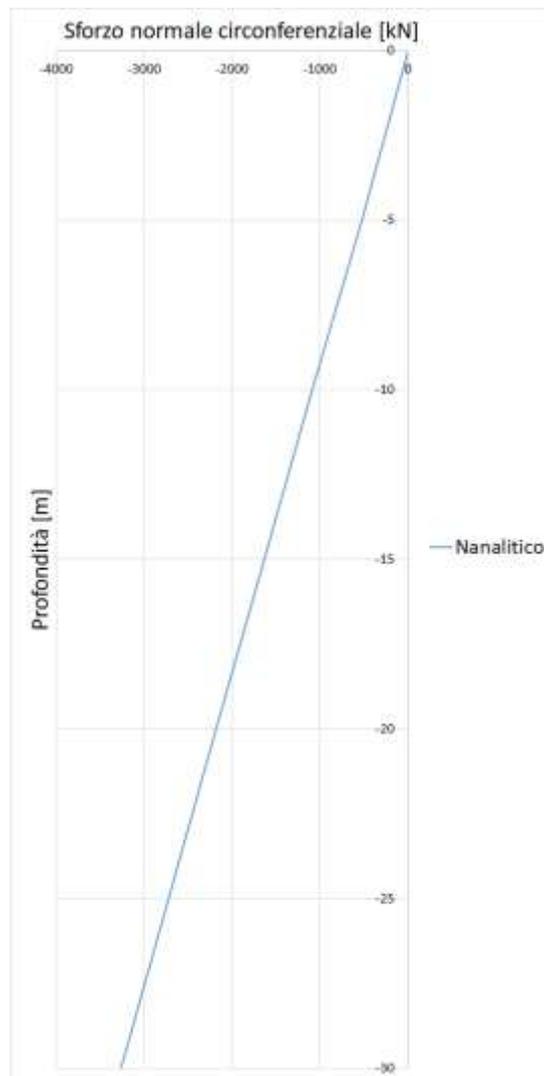


Figura 7.31 – Pozzo Paratoie: sforzo normale circonferenziale calcolato per via analitica lungo le pareti del pozzo

7.5.2 Modello numerico FEM assialsimmetrico

Il passo successivo dell'analisi di predimensionamento delle strutture di sostegno del pozzo è stato quello di simulare in un modello ad elementi finiti il comportamento della struttura e la sua interazione con in terreno circostante.

Il modello ad elementi finiti impiegato (Figura 7.32) è di tipo bidimensionale ed è stato sviluppato in condizioni di assialsimmetria. Le condizioni di vincolo imposte sono costituite da cerniere sul bordo inferiore e da carrelli verticali sui bordi laterali.

La stratigrafia di analisi riproduce quanto illustrato al Paragrafo 5.5. La quota della falda è stata ipotizzata pari a circa -2 m dal piano campagna.

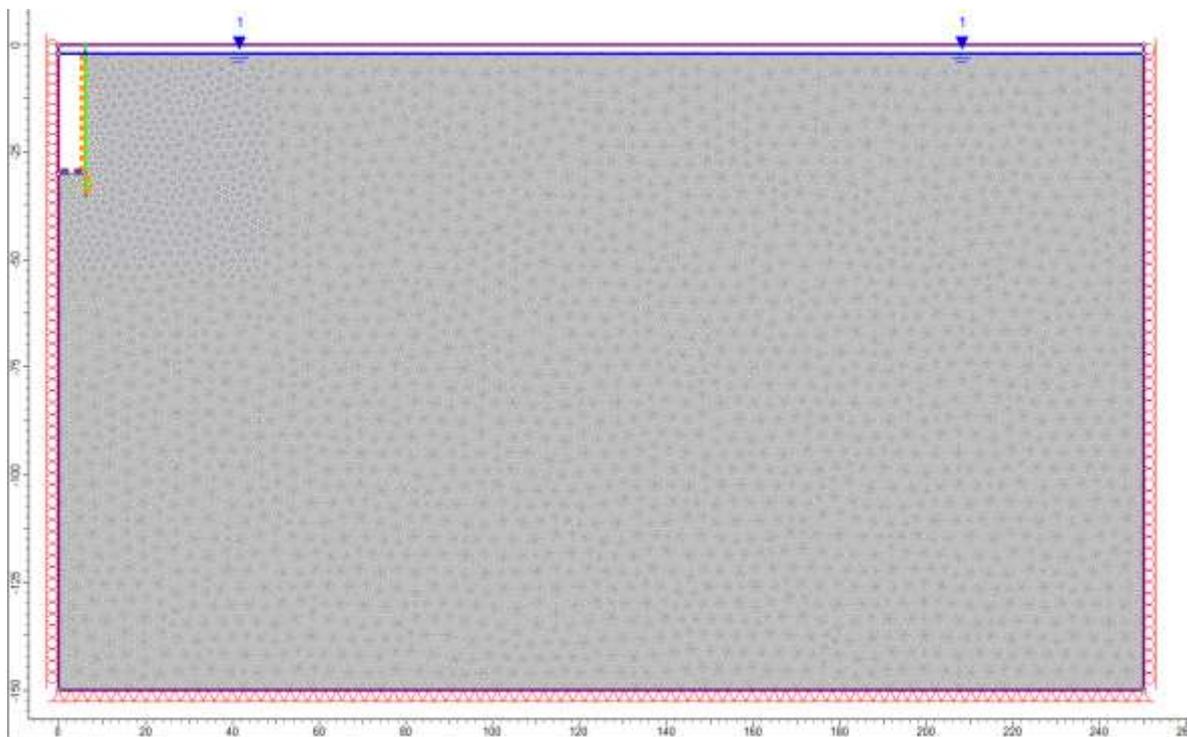


Figura 7.32 – Pozzo Paratoie: Geometria del modello numerico per le analisi assialsimmetriche relative all'ultimo step della simulazione

Le diverse fasi di analisi considerate sono:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Scavo del piazzale per il raggiungimento della quota di testa pozzo
- STEP4 - Posa in opera delle pareti di rivestimento del pozzo
- STEP5 - Scavo del pozzo in un'unica fase
- STEP6 - Posa in opera del solettone di fondo

I risultati dell'analisi numerica sono illustrati nelle figure seguenti in cui sono riportati per l'ultimo step di calcolo:

- l'estensione della fascia plastica (Figura 7.33)
- l'andamento dello spostamento orizzontale del terreno nell'intorno del pozzo (Figura 7.34)
- i diagrammi dello sforzo normale circonferenziale agente negli elementi di rivestimento (Figura 7.35).

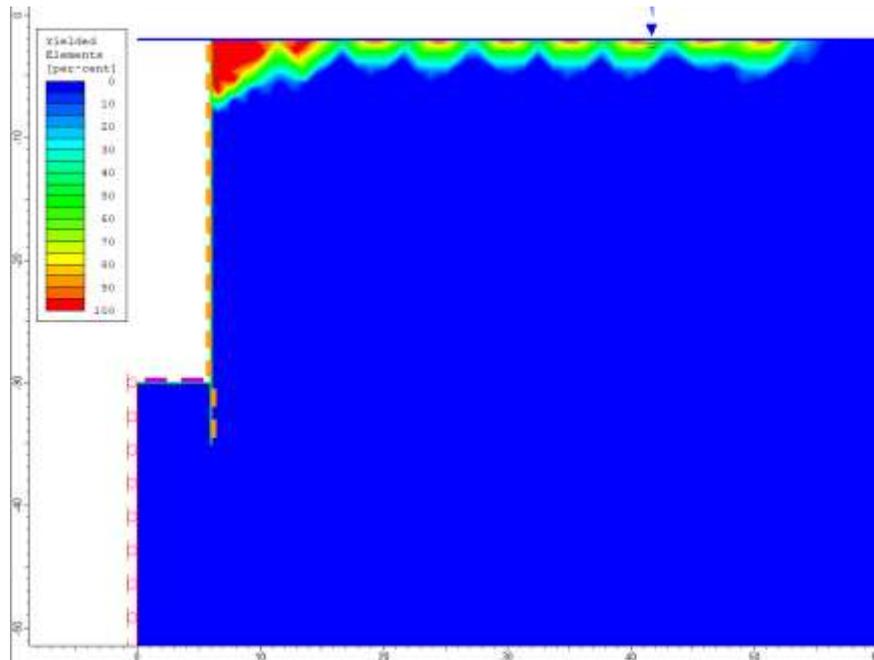


Figura 7.33 – Pozzo Paratoie: estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi

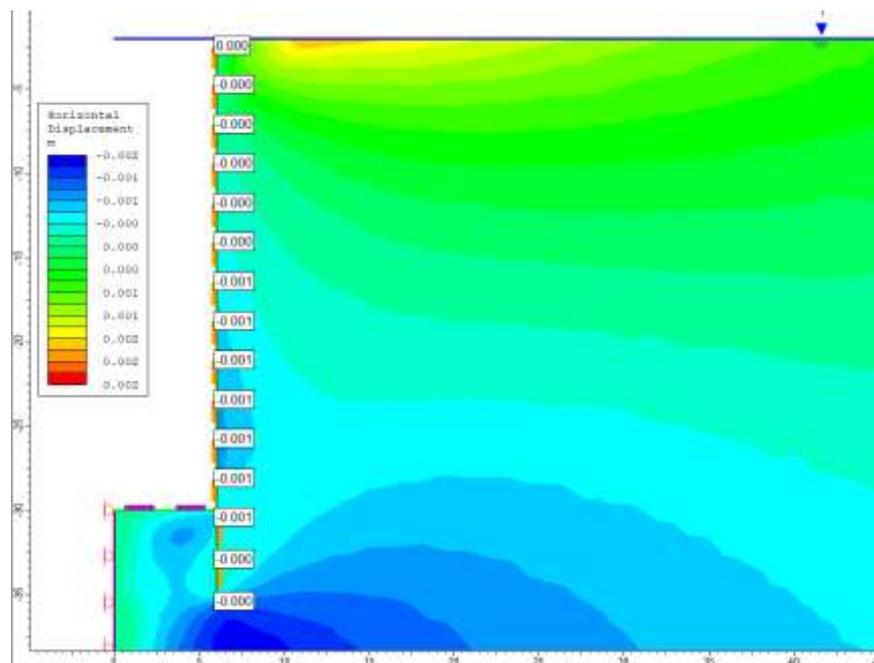


Figura 7.34 – Pozzo Paratoie: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi

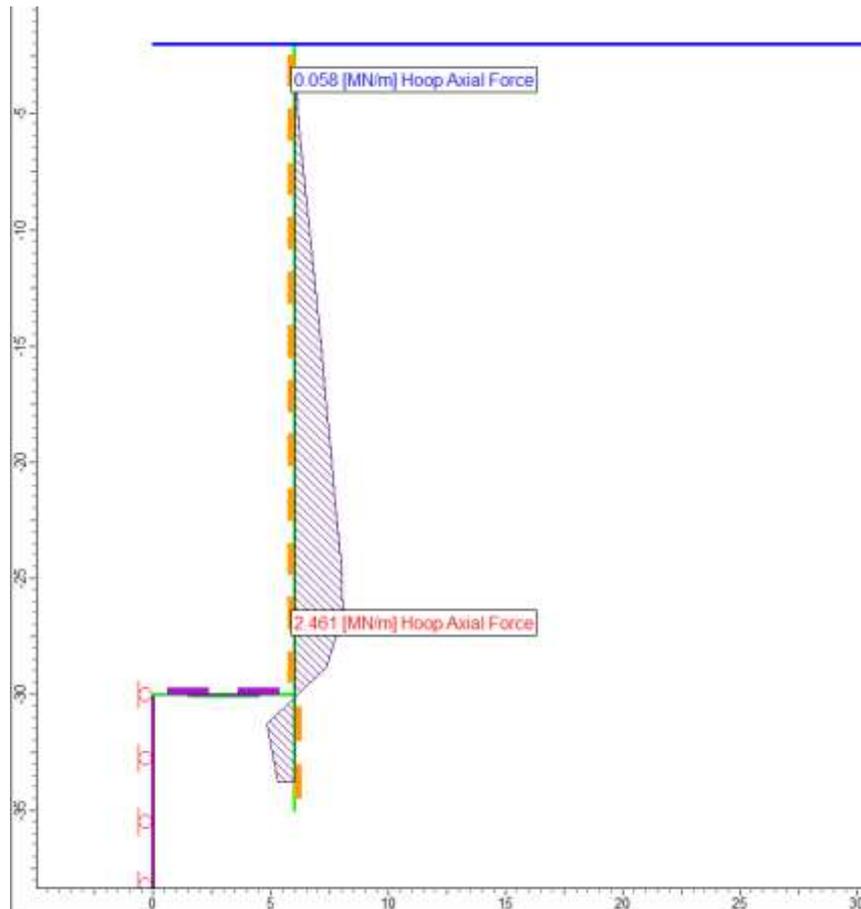


Figura 7.35 – Pozzo Paratoie: sforzo normale circonferenziale step di analisi

Le immagini precedenti mostrano chiaramente come, nelle condizioni simulate, si generino nel terreno delle zone plastiche in corrispondenza del tratto sommitale del pozzo per un raggio massimo compreso tra i 5 ed i 9 m. La plasticizzazione nel terreno si esaurisce totalmente al di sotto dei 5 m di profondità.

Gli spostamenti massimi orizzontali calcolati in corrispondenza della parete del pozzo valgono 1 mm.

L'andamento dello sforzo normale circonferenziale evidenzia un picco pari a circa 2.5 MN, localizzato a circa 3 m di distanza dal fondo dello scavo. Raggiunto tale valore si osserva un decremento dello sforzo normale circonferenziale; tale decremento potrebbe essere dovuto alla presenza del solettone di fondo che costituisce un irrigidimento per la struttura di rivestimento. Il momento flettente circonferenziale risulta nullo lungo le pareti del pozzo.

La Figura 7.36 mostra un confronto tra lo sforzo normale valutato analiticamente e quello ottenuto per via numerica. Come si può osservare si ha un'ottima corrispondenza tra le due soluzioni a meno del tratto terminale dove come si è visto nella soluzione nume-

rica si osserva un decremento dello sforzo dovuto alla presenza del solettone a fondo pozzo.

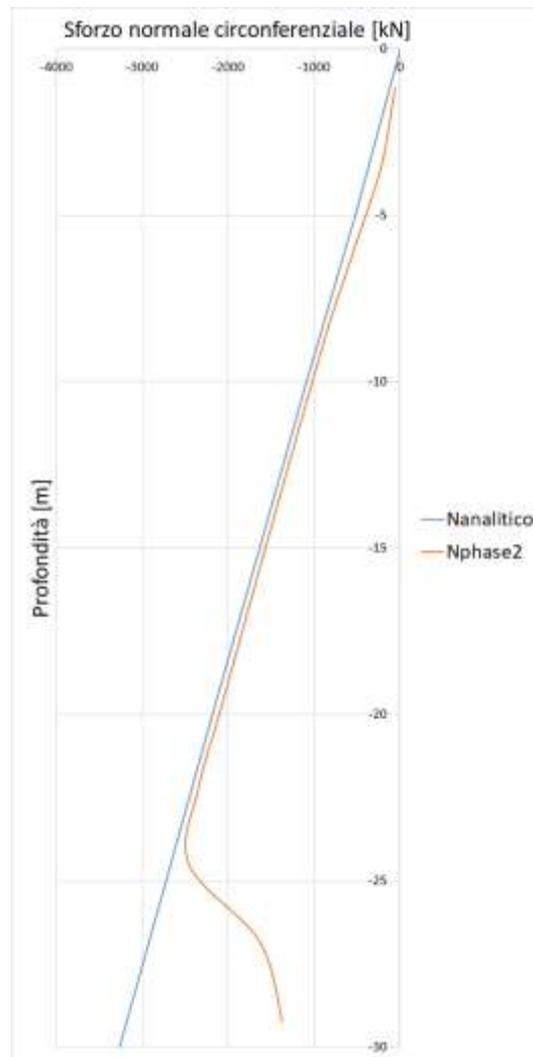


Figura 7.36 – Pozzo Paratoie: confronto dello sforzo normale circonferenziale calcolato per via analitica e per via numerica

7.5.3 Modello numerico FEM piano del pozzo

Il modello ad elementi finiti impiegato (Figura 7.37) è di tipo bidimensionale ed è stato sviluppato, in condizioni di deformazione piana, su più sezioni orizzontali poste a diverse profondità. I modelli posti a diversa profondità risultano tra loro identici, differiscono solamente per le tensioni geostatiche imposte come condizione al contorno e per le proprietà geotecniche delle argille le quali risultano variabili con la profondità. Le condizioni di vincolo imposte sono costituite da cerniere applicate su tutti i bordi del modello.

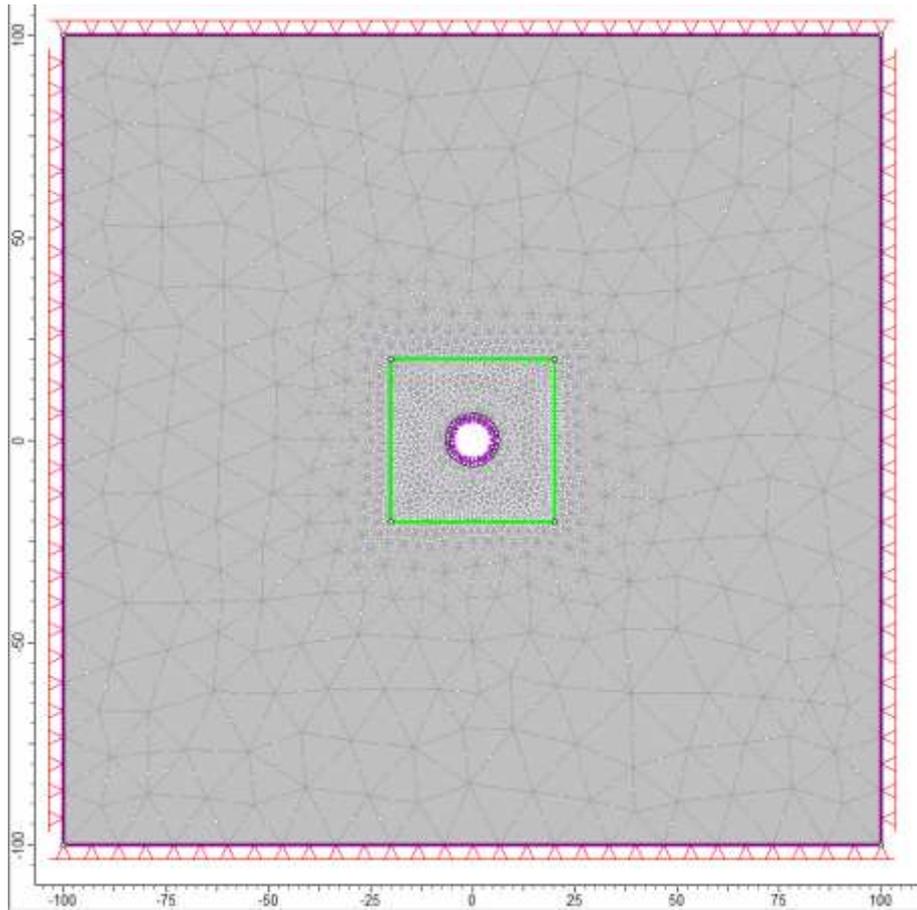


Figura 7.37 – Pozzo Paratoie: Geometria del modello numerico per le analisi piane relativa all'ultimo step della simulazione

Le diverse fasi di analisi considerate nelle analisi sono:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Posa in opera delle pareti di rivestimento del pozzo
- STEP4 - Scavo del pozzo in un'unica fase

Per facilitare il confronto con le soluzioni mostrate nei paragrafi precedenti si riportano di seguito i risultati dell'analisi numerica relativi al modello posto a 25 m di profondità⁷ e nel dettaglio si riportano:

- l'estensione della fascia plastica (Figura 7.38)
- l'andamento dello spostamento orizzontale del terreno nell'intorno dei pozzi (Figura 7.39)
- il diagramma della forza normale circonferenziale agente negli elementi di rivestimento (Figura 7.40).

⁷ Si è scelta tale profondità in quanto il modello piano alla profondità massima di 30 m non potrebbe tener conto della presenza del solettone di fondo.

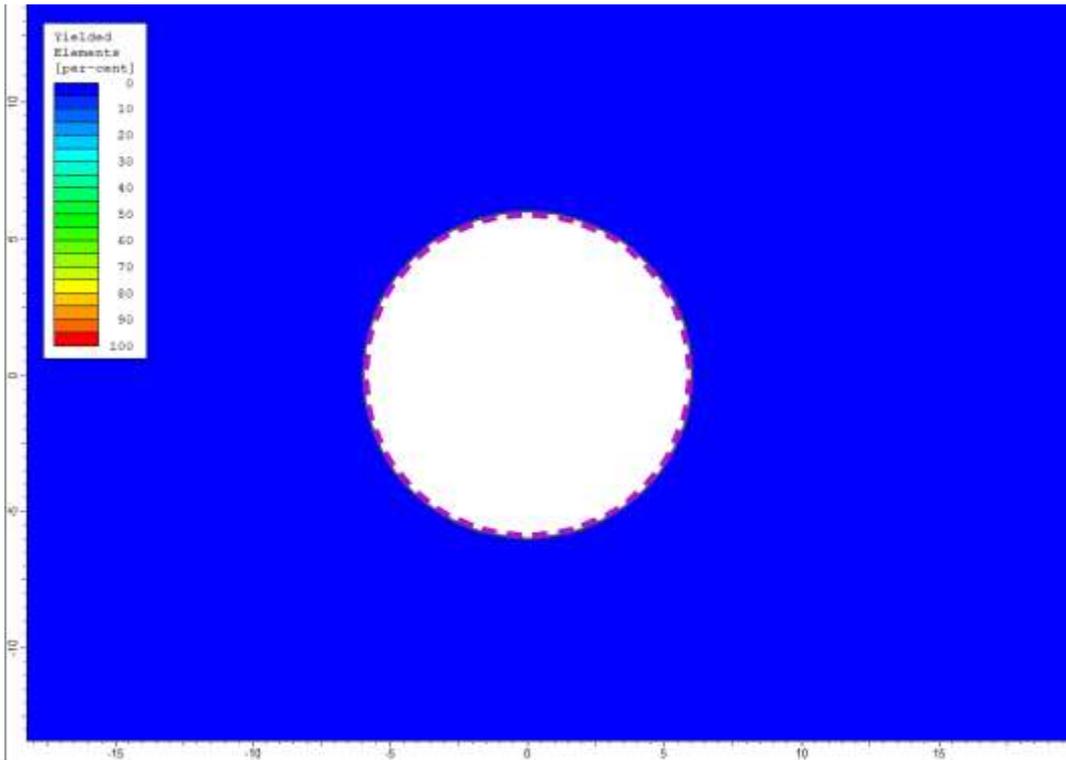


Figura 7.38 – Pozzo Paratoie: estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi

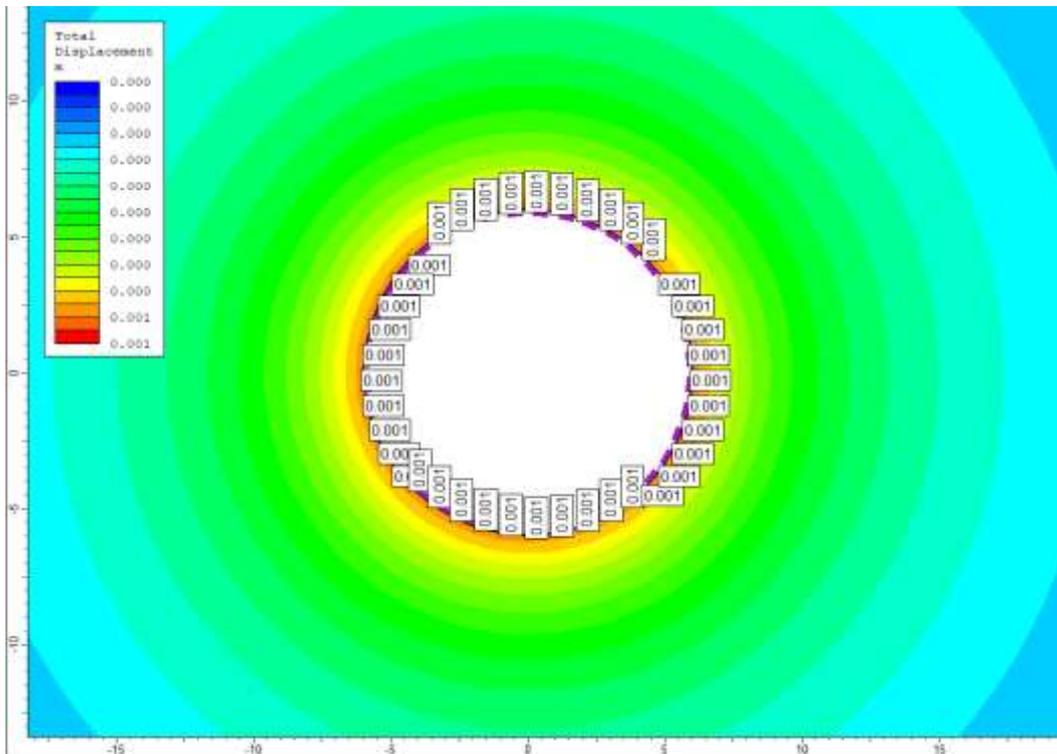


Figura 7.39 – Pozzo Paratoie: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi

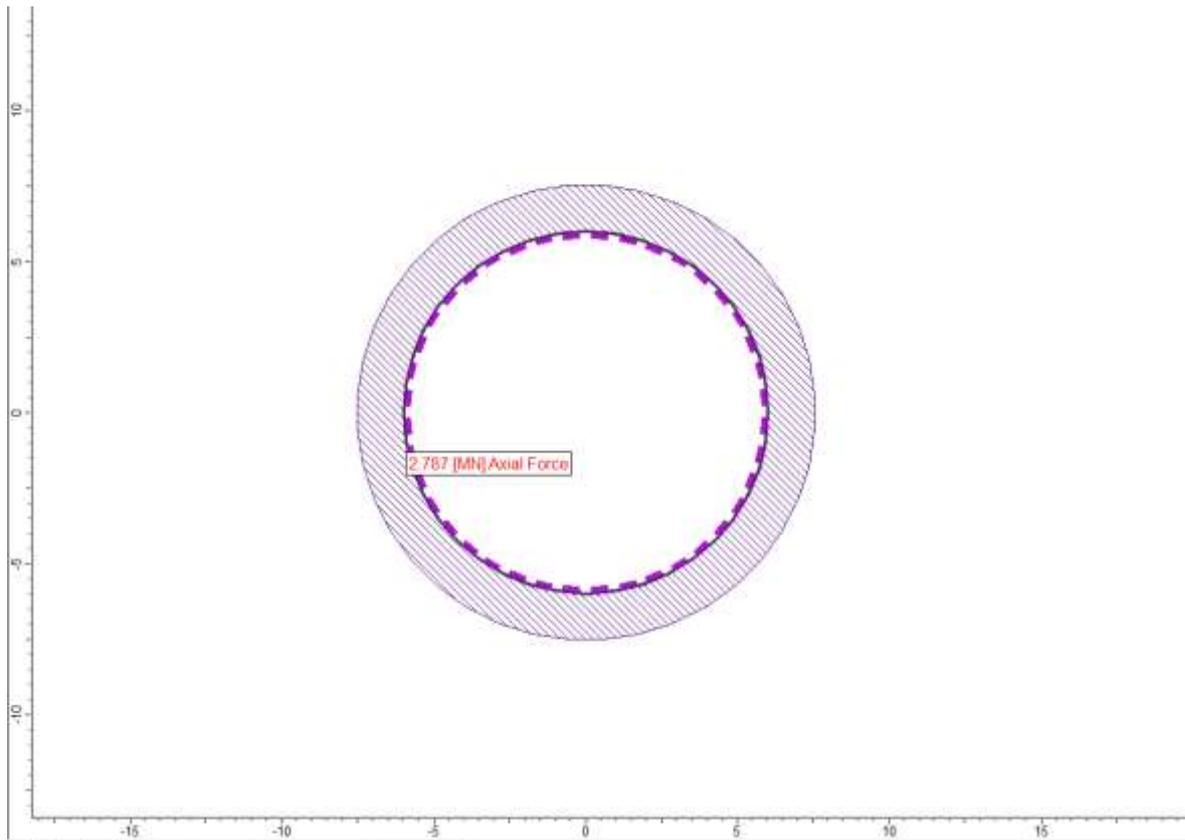


Figura 7.40 – Pozzo Paratoie: sforzo normale circonferenziale all'ultimo step di analisi

Le immagini precedenti mostrano chiaramente come ci sia un ottimo riscontro tra la soluzione ottenuta dalla simulazione in condizioni piane e le simulazioni precedenti. Si può osservare infatti come, nelle condizioni simulate, non si generino nel terreno delle zone plastiche rilevanti, coerentemente a quanto evidenziato dal modello assialsimmetrico.

Gli spostamenti orizzontali calcolati in corrispondenza della parete del risultano pari a 1 mm, analogamente a quanto calcolato dal modello assialsimmetrico.

Lo sforzo normale circonferenziale equivale a circa 2.8 MN, tale valore risulta ancora coerente con quanto evidenziato sia dal modello assialsimmetrico sia dalle valutazioni analitiche effettuate alla medesima profondità.

7.5.4 Verifiche strutturali

In considerazione dell'attuale livello di progettazione e dell'obiettivo prefissato, ossia di poter affermare la fattibilità tecnica dell'opera fornendo al contempo un predimensionamento dei principali elementi strutturali, le verifiche di sicurezza di tipo strutturale considerate pertinenti per il caso in esame sono:

- verifica delle tensioni massime di compressione raggiunte nel rivestimento allo SLU

- verifica della compatibilità delle tensioni massime di compressione in esercizio.

Ai fini delle verifiche strutturali si assume, cautelativamente, quale valore caratteristico dell'azione sollecitante il massimo sforzo normale circonferenziale ottenuto dai tre metodi di analisi impiegati. Il valore della sollecitazione allo Stato Limite Ultimo viene ottenuto moltiplicando il valore caratteristico per un coefficiente di moltiplicativo pari a 1.3.

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche condotte.

Verifica allo SLU

Azioni sollecitanti:

$$N_k = 3.20 \text{ MN}$$

$$N_d = 4.16 \text{ MN.}$$

Considerando uno spessore efficace del rivestimento pari ad 0.50 m ed un calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

$$\sigma_{c,d} = 8.32 \text{ MPa}$$

$$f_{c,d} = 17 \text{ MPa.}$$

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 8.32 MPa, la quale è inferiore al valore della resistenza di calcolo a compressione f_{cd} che per un calcestruzzo di classe C30/37 vale 17 MPa. La verifica risulta pertanto superata.

Verifica allo SLE

Azioni sollecitanti:

$$N_{qp} = 3.20 \text{ MN.}$$

Considerando uno spessore efficace del rivestimento pari ad 0.50 m ed un calcestruzzo di classe C30/37 si ha:

$$\sigma_{c,qp} = 6.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,max} = 13.5 \text{ MPa.}$$

Come si può osservare la massima tensione di compressione risulta pari a 6.40 MPa, la quale è inferiore al limite massimo ammesso per la tensione di compressione in condizioni quasi permanenti, che per un per un calcestruzzo di classe C30/37 risulta pari a 13.5 MPa e pertanto la verifica risulta superata.

7.6 Interazione tra i pozzi nella zona della centrale

Come si può osservare dal layout di progetto nella zona in cui verrà ubicata la centrale sono presenti tre pozzi di notevole dimensione (pozzi che ospiteranno la centrale, pozzo di raccordo e pozzo paratoie) ad una distanza reciproca piuttosto ridotta.

Al fine di indagare le possibili interazioni che potrebbero instaurarsi in fase di scavo tra i diversi pozzi, in termini di spostamenti e di plasticizzazioni nel terreno, è stato sviluppato un ulteriore modello di calcolo piano ad elementi finiti.

Il modello impiegato (Figura 7.41) è di tipo bidimensionale ed è stato sviluppato, in condizioni di deformazione piana, alla profondità di 30 m in modo da intersecare tutti i pozzi presenti nell'area. Le condizioni di vincolo imposte sono costituite da cerniere applicate su tutti i bordi del modello.

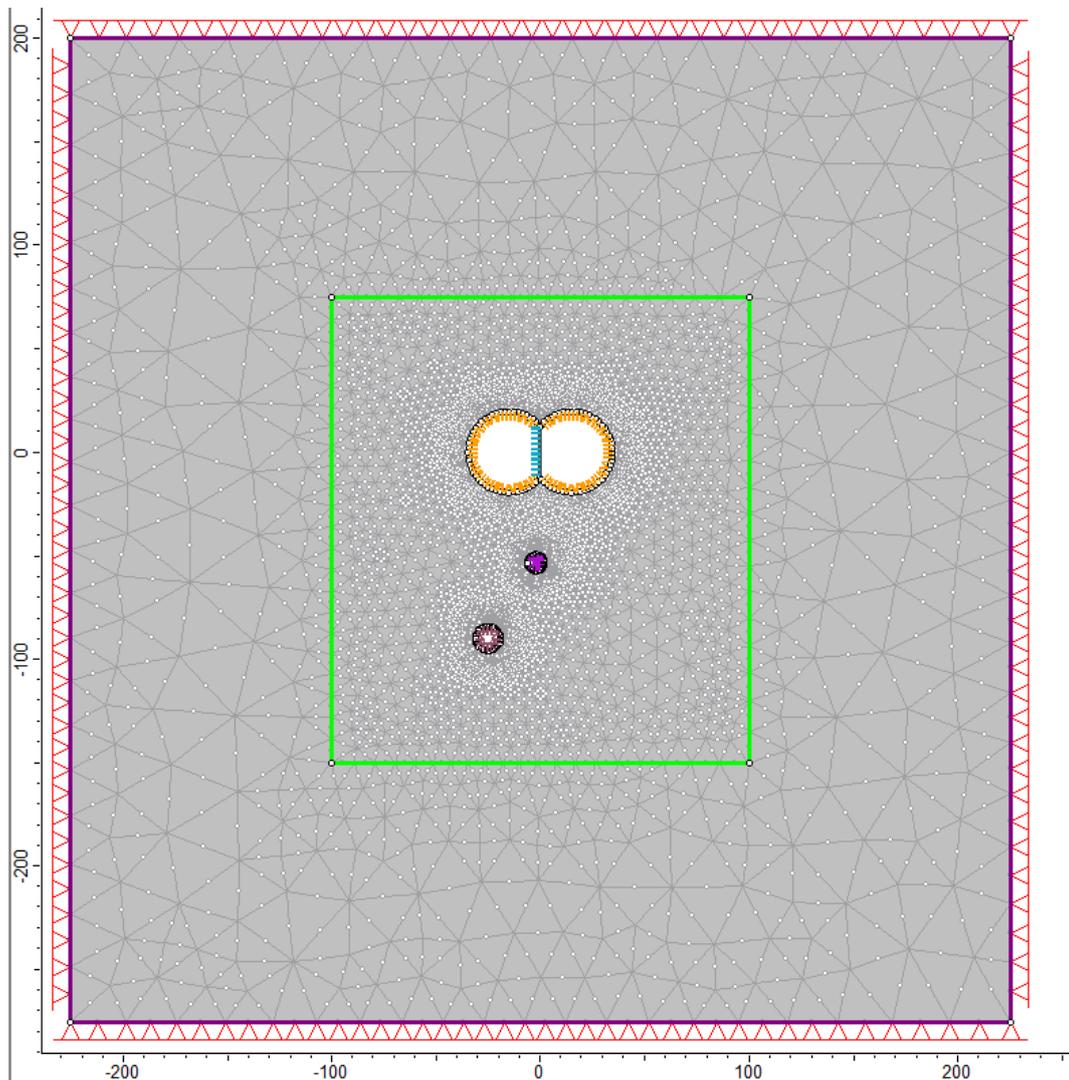


Figura 7.41 – Interazione pozzi: Geometria del modello numerico per le analisi piane relativa all'ultimo step della simulazione

Le diverse fasi di analisi considerate nelle analisi sono:

- STEP1 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione elastica)
- STEP2 - Imposizione dello stato tensionale iniziale al modello (inizializzazione plastica)
- STEP3 - Posa in opera delle pareti di rivestimento dei pozzi
- STEP4 - Scavo dei pozzi in un'unica fase.

Si riportano di seguito:

- l'estensione della fascia plastica (Figura 7.42)
- l'andamento dello spostamento orizzontale del terreno nell'intorno dei pozzi (Figura 7.43÷7.46)
- il diagramma della forza normale circonferenziale agente negli elementi di rivestimento (Figure 7.47÷7.49)

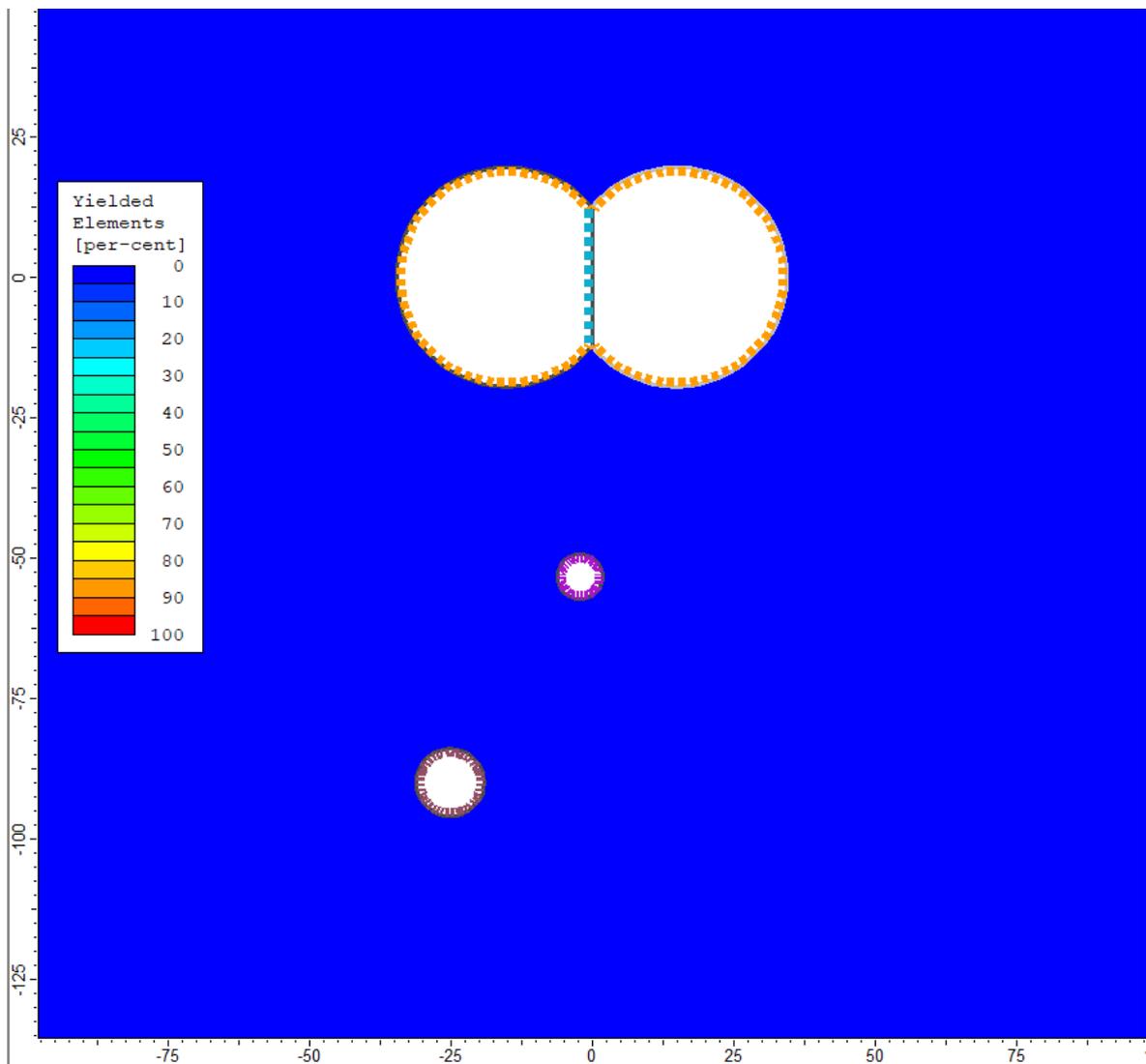


Figura 7.42 – Interazione pozzi: estensione della fascia plastica all'ultimo step di analisi

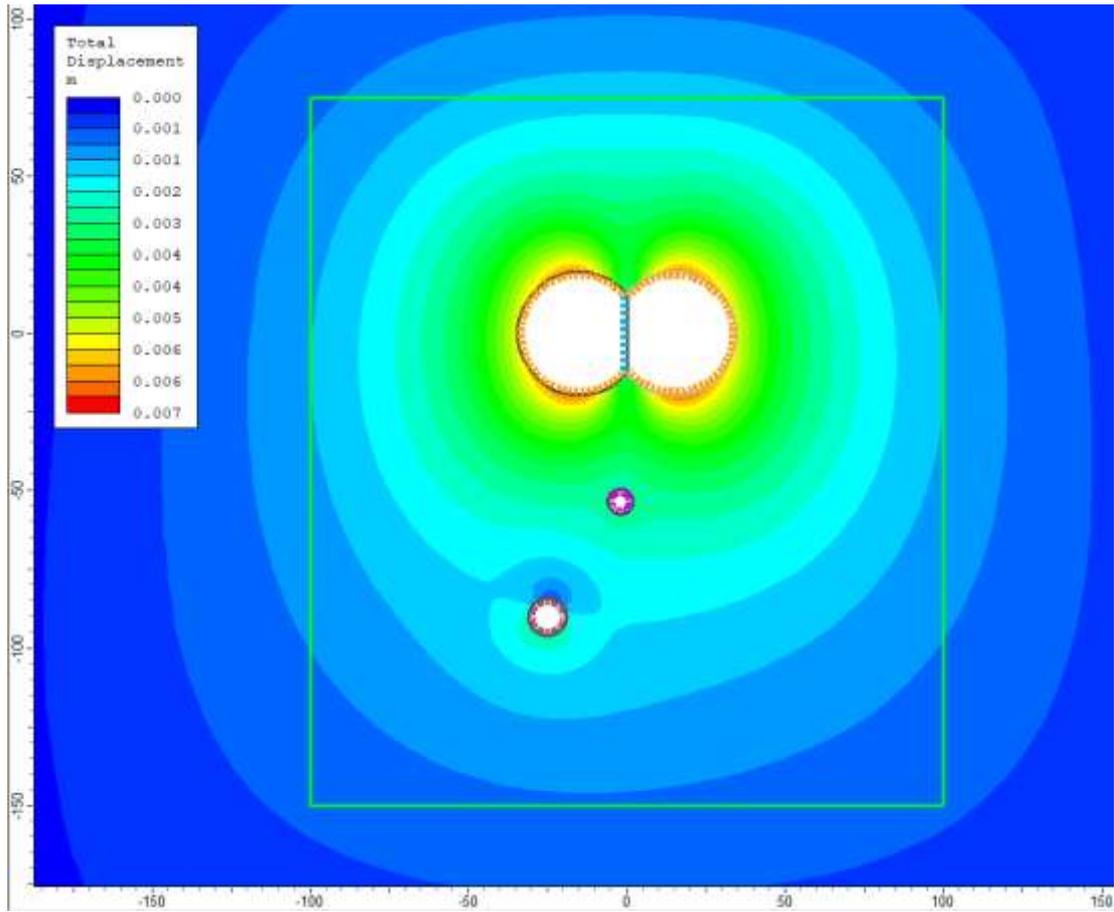


Figura 7.43 – Interazione pozzi: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi

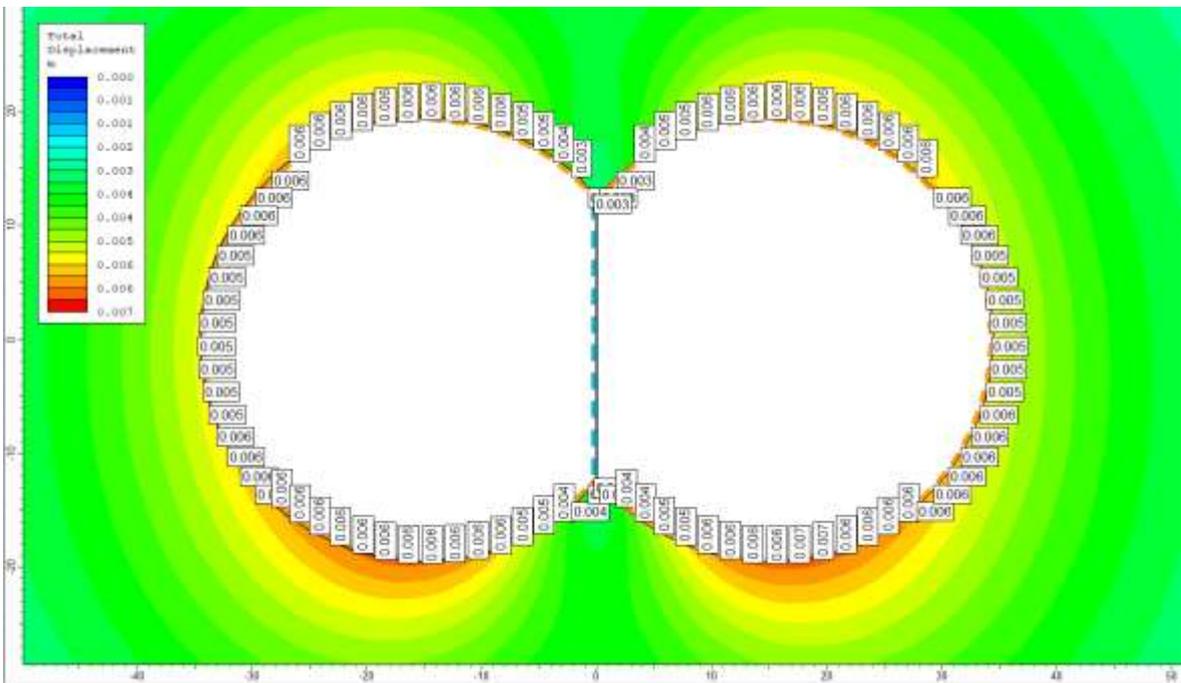


Figura 7.44 – Interazione pozzi: spostamenti orizzontali all'ultimo step di analisi, dettaglio centrale in pozzo

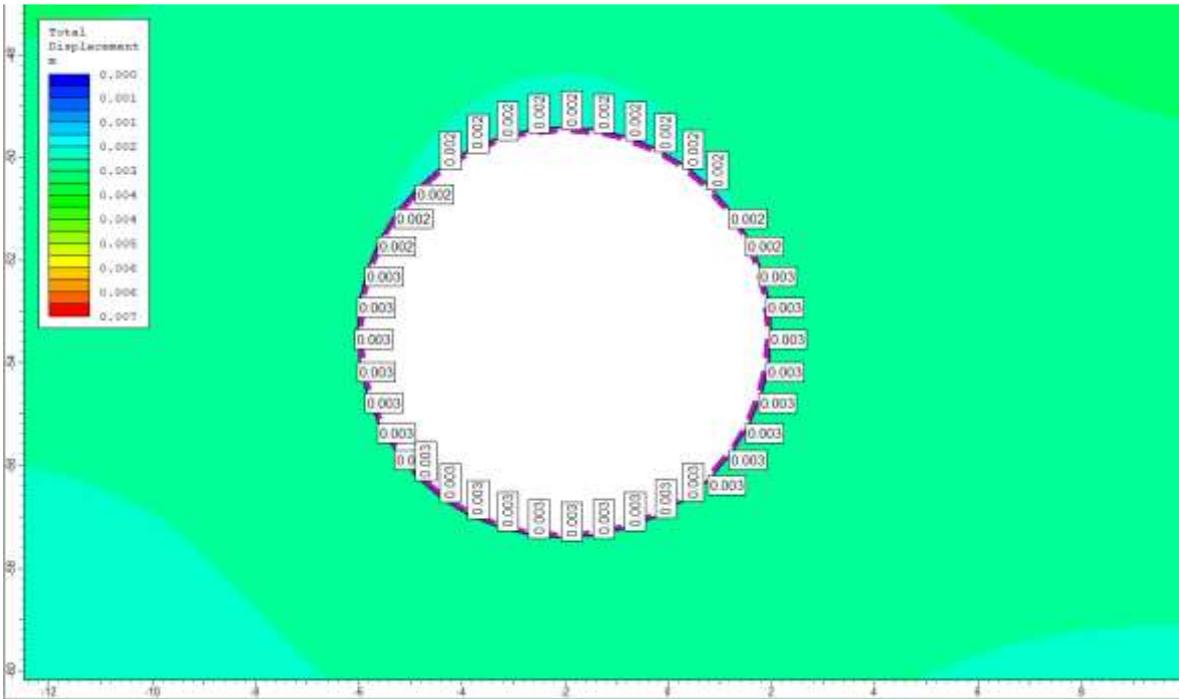


Figura 7.45 – Interazione pozzi: spostamenti orizzontali all’ultimo step di analisi, dettaglio pozzo di raccordo

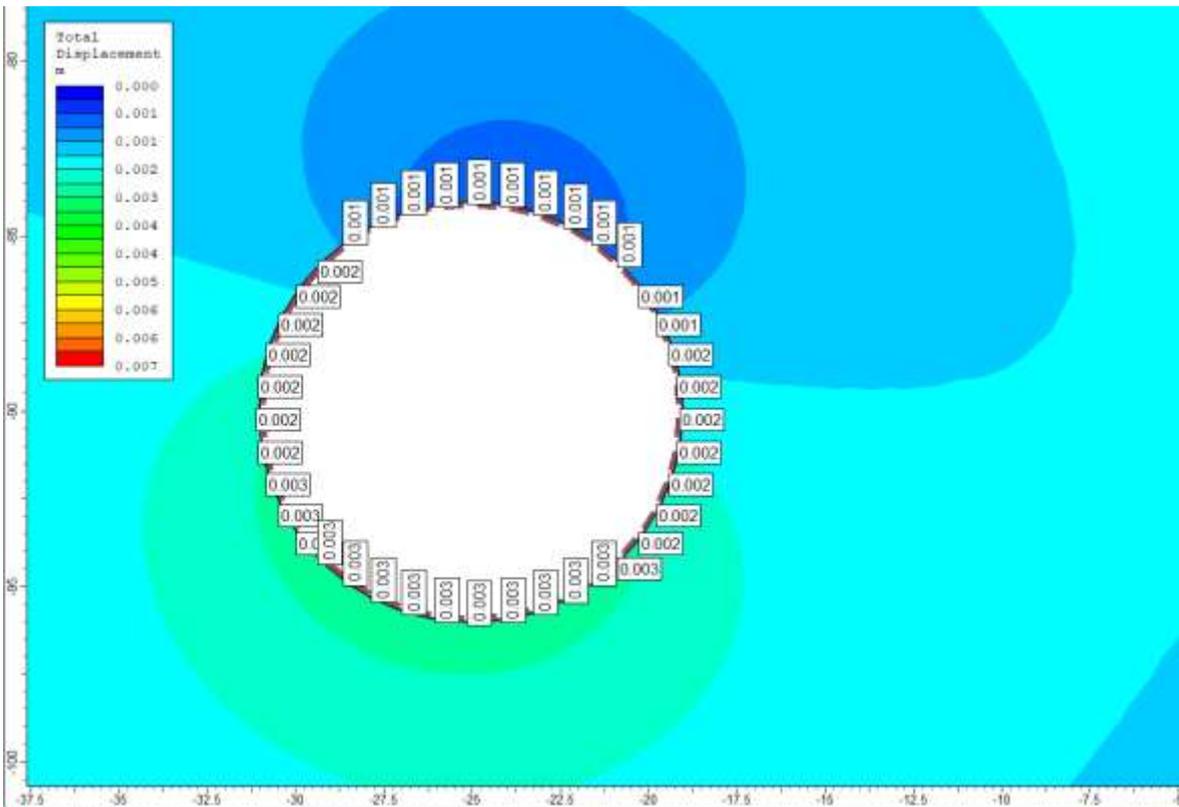


Figura 7.46 – Interazione pozzi: spostamenti orizzontali all’ultimo step di analisi, dettaglio pozzo paratoie

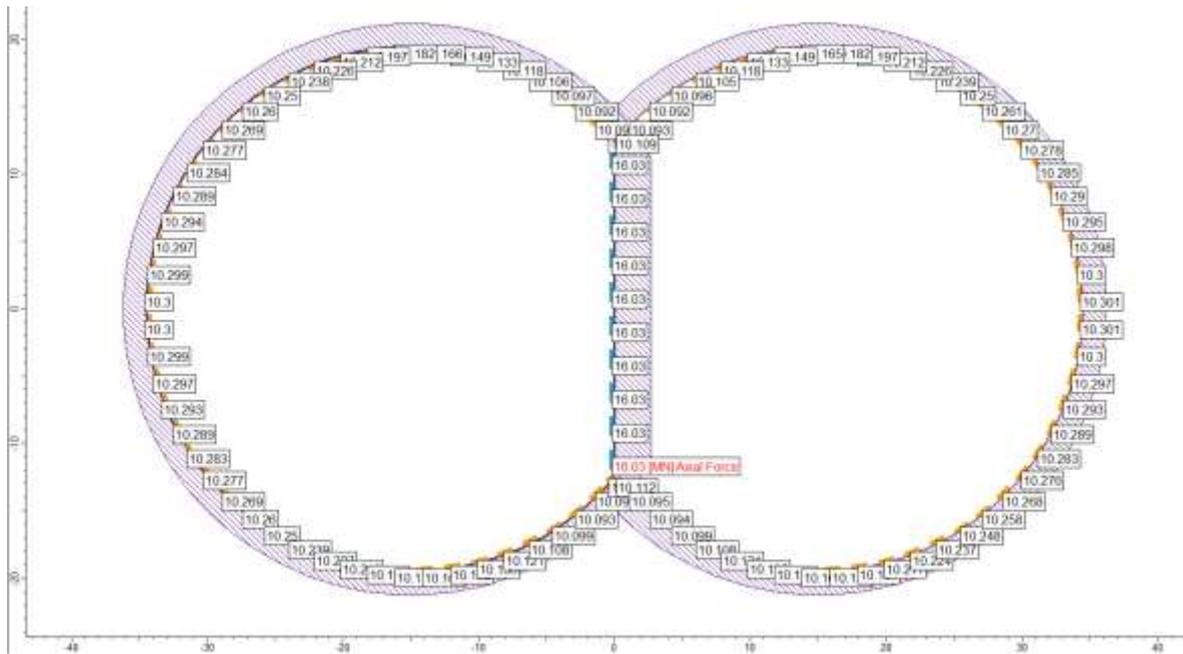


Figura 7.47 – Interazione pozzi: sforzo normale circonferenziale all'ultimo step di analisi, dettaglio centrale in pozzo

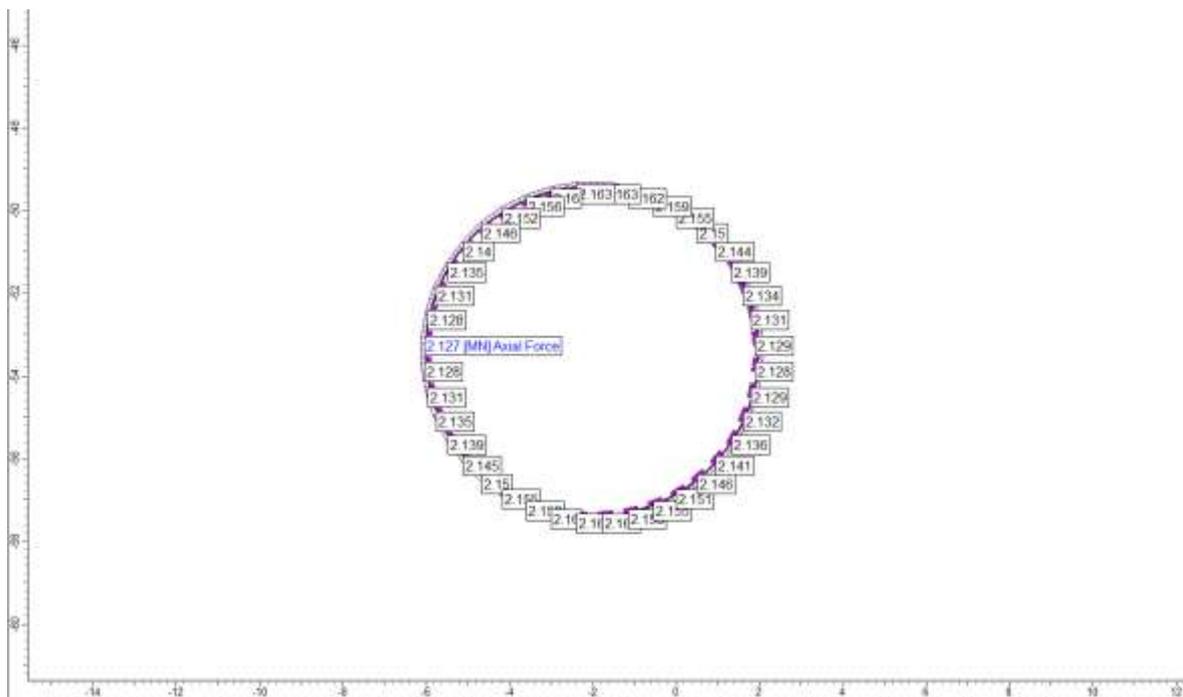


Figura 7.48 – Interazione pozzi: sforzo normale circonferenziale all'ultimo step di analisi, dettaglio pozzo di raccordo

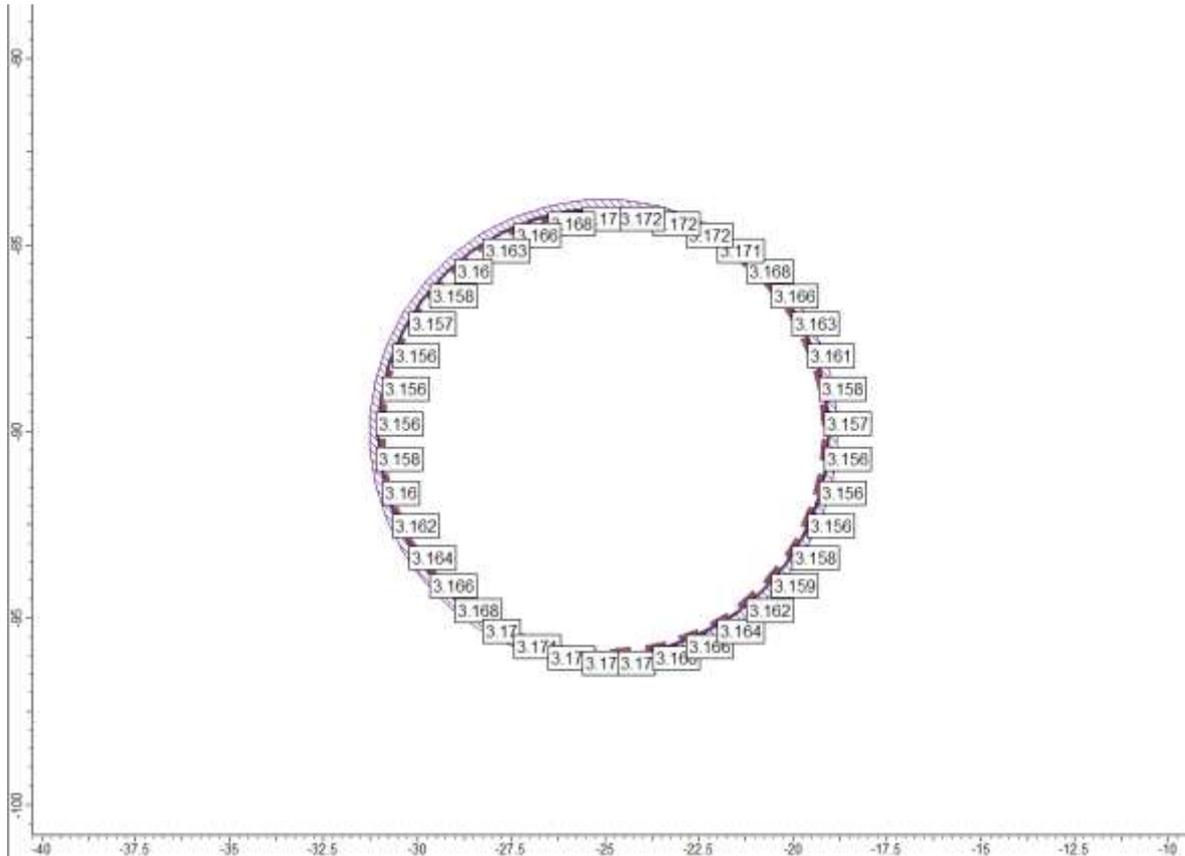


Figura 7.49 – Interazione pozzi: sforzo normale circonferenziale all'ultimo step di analisi, dettaglio pozzo paratoie

Le immagini precedenti mostrano chiaramente come ci sia un ottimo riscontro tra la soluzione ottenuta dalla simulazione del modello di interazione tra i pozzi in condizioni piane e le simulazioni precedenti relative ai singoli pozzi.

Si può osservare infatti come, nelle condizioni simulate, non si generi nel terreno alcuna zona plastica alla profondità simulata, coerentemente a quanto evidenziato di modelli relativi ai singoli pozzi.

Gli spostamenti orizzontali calcolati e le sollecitazioni calcolate sui rivestimenti subiscono variazioni minimali rispetto a quanto osservato dai modelli relativi alle singole opere e pertanto si ritiene che gli effetti legati all'interazione tra i pozzi possano ritenersi trascurabili ai fini della presente analisi. Per un più rapido confronto i risultati ottenuti vengono riepilogati nella Tabella 7.1 seguente.

Tabella 7.1 – Interazione pozzi: confronto dei risultati con i modelli delle singole opere

Z=-30 m	Centrale in pozzo		Pozzo di raccordo		Pozzo paratoie	
	Singolo	interazione	Singolo	interazione	Singolo	interazione
Formazione zone plastiche	NO	NO	NO	NO	NO	NO
Spostamento massimo parete (mm)	8	6	1	3	1	3
Spostamento minimo parete (mm)	7	5	1	2	1	1
Sforzo normale circonferenziale (MN)	10.2	10.3	2.4	2.2	3.2	3.2
Sforzo normale Setto-puntone (MN)	15.9	16.0	-	-	-	-